



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR

Faculdade de Engenharia

Elaboração do projeto de estabilidade para um museu/restaurante temático em Alcácer do Sal

João António Dias Lança

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(ciclo de estudos integrado)

Orientador: Prof. Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade

Covilhã, janeiro de 2020

Dedicatória

A presente dissertação é dedicada à memória do meu Pai.

Agradecimentos

Em primeiro lugar quero deixar o meu sincero agradecimento ao Prof. Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade, orientador da presente dissertação, por toda a sua dedicação e disponibilidade na elaboração da mesma.

Quero agradecer a todos os meus amigos que, de certa forma, fizeram parte do meu percurso académico, pois com eles foram passados bons momentos de companheirismo e aprendizagem.

Quero também deixar um agradecimento a toda a minha família por todo o apoio prestado ao longo destes anos, e um especial agradecimento à minha Mãe e Irmã.

Resumo

A presente dissertação tem como finalidade o dimensionamento de uma estrutura metálica para a requalificação de antigos armazéns na Herdade da Batalha.

Para a realização do trabalho teve-se acesso às plantas de arquitetura de maneira a poder-se implantar uma estrutura que seja eficaz estruturalmente e que ao mesmo tempo cause uma sensação de segurança e conforto ao utilizador. Após a análise do projeto de arquitetura é feito o pré dimensionamento tendo em conta as ações a que está solicitada a estrutura.

No dimensionamento do sistema estrutural, recorreu-se ao software de cálculo estrutural Tricalc, pois o software verifica toda a estrutura de acordo com os regulamentos em vigor. As ligações da estrutura foram calculadas manualmente.

Desta maneira foram estudados diversos tipos de pórticos com o objetivo de criados modelos que se adaptassem às condições exigidas.

Palavras-chave

Requalificação, Dimensionamento, Estruturas metálicas, Tricalc.

Abstract

This thesis aims at the design of a steel frame structure for the requalification of old warehouses at Herdade da Batalha.

To carry out the study, i had access to the architectural plans in order to be able to implant a structure that is structurally effective and at the same time makes the user feel safe and comfortable.

After analyzing the architectural plans the steel frame structure was designed taking the actions that are required to structures into account. In the design of the structural system, i used the structural calculation program Tricalc because the software checks the entire structure in accordance with the regulations.

The links of the structure were calculated manually. Various types of frames were studied in order to create models to adapt to the required conditions.

Keywords

Requalification, Design, Steel Structures, Tricalc.

Índice

Capítulo 1 - Introdução	1
1.1. Âmbito do Projeto.....	1
1.2. Objetivos	1
1.3. Estrutura do trabalho	2
Capítulo 2 - Análise do projeto de arquitetura	3
2.1 Introdução	3
2.2 Descrição do projeto de arquitetura	4
2.3 Análise da solução estrutural para os diferentes pórticos	6
Capítulo 3 - Quantificação de Ações.....	9
3.1 Introdução	9
3.2 Ações Permanentes	9
3.3 Ações Variáveis.....	10
3.3.1 Sobrecarga de utilização.....	10
3.3.2 Ação do Vento	14
3.3.3 Ação da neve	35
3.3.4 Ação sísmica	37
3.4 Ações acidentais	44
3.5 Combinação de ações	44
3.5.1 Estados limites últimos.....	44
3.5.2 Estados limites de utilização	46
3.6 Deslocamentos	47
3.6.1 Deslocamentos verticais	48

3.6.2 Deslocamentos horizontais	49
Capítulo 4 - Cálculo do sistema estrutural.....	51
4.1 Introdução	51
4.2 Materiais	51
4.3 Dimensionamento da estrutura metálica	52
4.3.1 Classes de secções	52
4.3.2 Secções transversais sujeitas a esforço de tração	55
4.3.3 Secções transversais sujeitas a esforço de compressão	56
4.3.4 Secções transversais sujeitas a momento fletor.....	56
4.3.5 Secções transversais sujeitas ao esforço transversal	57
4.3.6 Secções transversais sujeitas a esforço transversal e momento fletor	58
4.3.7 Secções transversais sujeitas a flexão desviada	59
4.3.8 Secções transversais sujeitas à encurvadura devido à compressão	59
4.3.9 Secções transversais sujeitas à encurvadura em flexão	63
4.3.10. Secções transversais sujeitas à encurvadura em flexão composta com compressão	64
4.4 Dimensionamento da cobertura.....	65
4.4.1 Dimensionamento das madres	66
4.5 Dimensionamento do pavimento do piso 2	68
4.5.1 Dimensionamento da laje mista	68
4.5.2 Dimensionamento da viga secundária V2 do pavimento do piso 2	69
4.6 Dimensionamento do pavimento do piso 1	70
4.6.1 Dimensionamento da grelha de pavimento.....	71
4.6.2 Dimensionamento da viga V2 do pavimento do piso 1	71

4.7 Dimensionamento das escadas	73
4.8 Dimensionamento de um pórtico - Pórtico 3	76
4.9 Medições e Orçamento	84
Capítulo 5 - Ligações metálicas	89
5.1 Introdução	89
5.2 Ligações aparafusadas.....	90
5.2.1 Resistência ao corte dos parafusos	91
5.2.2 Resistência ao esmagamento das chapas	92
5.2.3 Resistência à tração de parafusos	92
5.2.4 Resistência ao punçoamento da chapa	93
5.2.5 Resistência dos parafusos ao corte e tração	93
5.3 Ligações soldadas	93
5.3.1 Resistência do cordão de soldadura pelo método simplificado	94
5.4 Exemplo de cálculo de ligações do pórtico 3	95
5.4.1 Ligação 1 - viga secundária - viga principal no piso 1	95
5.4.2 Ligação 2 - Pilar - Viga principal do piso 2	99
5.4.3 Ligação 3 - Tirante - Viga principal do piso 1	103
Capítulo 6 - Conclusões.....	107
Referências bibliográficas.....	109
Anexos	111

Lista de Figuras

Figura 2.1 - Localização do edifício em estudo	3
Figura 2.2 - Planta do rés do chão.	4
Figura 2.3 - Planta do primeiro andar	5
Figura 2.4 - Planta da cobertura	5
Figura 2.5 - Modelos estruturais iniciais dos pórticos	6
Figura 2.6 - Primeira hipótese do pórtico dois	7
Figura 2.7 - Deslocamentos verticais associados à primeira hipótese do pórtico dois	7
Figura 2.8 - Segunda hipótese do pórtico dois	8
Figura 2.9 - Deslocamentos verticais associados à segunda hipótese do pórtico dois	8
Figura 3.1 - Categorias de utilização da cobertura	13
Figura 3.2 - Pressão exercida em superfícies (Figura 5.1 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]	19
Figura 3.3 - Alçado principal.....	20
Figura 3.4 - Altura de referência z_e em função de h e b , e correspondente perfil de pressão dinâmica (Figura 7.4 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]	21
Figura 3.5 - Zonas em paredes verticais (Figura 7.5 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]	22
Figura 3.6 - Zonas em paredes verticais com as respetivas dimensões em metros segundo a direção transversal.....	23
Figura 3.7 - Zonas em paredes verticais com as respetivas dimensões em metros segundo a direção longitudinal.....	24
Figura 3.8 - Coberturas múltiplas (Figura 7.10 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]	24
Figura 3.9 - Identificação das diferentes partes da cobertura.....	25
Figura 3.10 - Zonas em coberturas de uma vertente (Figura 7.7 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]	26

Figura 3.11 - Zonas em coberturas de duas vertentes (Figura 7.7 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]	28
Figura 3.12 - Zonas das coberturas em terraço (Figura 7.6 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]	30
Figura 3.13 - Planta representativa da cobertura devidamente identificada de acordo com as diferentes zonas com $\theta=0^\circ$ e $\theta=180^\circ$	32
Figura 3.14 - Mapa de zoneamento de neve em Portugal (Figura do Anexo Nacional da NP EN 1991-1-3,2009) [3]	36
Figura 3.15 - Zoneamento sísmico em Portugal Continental (Figura NA. I da NP EN 1998-1, 2010) [7]	38
Figura 3.16 - Espetro de resposta elástico horizontal do tipo 1 e do tipo 2	43
Figura 3.17 - Espetro de resposta elástico vertical do tipo 1 e do tipo 2	44
Figura 3.18 - Deslocamentos verticais a considerar (Figura NA.1 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]	48
Figura 4.1 - Efeitos de 2ª Ordem em estruturas porticadas (efeitos P- Δ e P- δ) [8]	52
Figura 4.2 - Comportamento de secções à flexão [8]	53
Figura 4.3 - Dimensões e eixos de uma secção laminada em I (adaptado da Figura 1.1 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]	58
Figura 4.4 - Curvas de encurvadura (Figura 6.4 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]	62
Figura 4.5 - Esquema representativo da cobertura	65
Figura 4.6 - Representação das cargas atuantes nas madres	66
Figura 4.7 - Esquema representativo do piso 2	68
Figura 4.8 - Representação da carga atuante na viga V2 do pavimento do piso 2	69
Figura 4.9 - Malha escolhida para o pavimento do piso 1, adaptado da ficha técnica da grelha de pavimento [10]	71
Figura 4.10 - Representação da carga atuante na viga V2 do pavimento do piso 1	72
Figura 4.11 - Modelo 1 da viga das escadas	73
Figura 4.12 - Modelo 2 da viga das escadas	73

Figura 4.13 - Modelo 3 da viga das escadas	74
Figura 4.14 - Diagrama do esforço transversal do modelo 3 da viga das escadas.....	74
Figura 4.15 - Diagrama do momento fletor do modelo 3 da viga das escadas	75
Figura 4.16 - Pórtico 3 do sistema estrutural	76
Figura 4.17 - Diagrama do esforço axial do pórtico 3 em kN.....	77
Figura 4.18 - Diagrama do esforço transversal do pórtico 3 em kN	77
Figura 4.19 - Diagrama do momento fletor do pórtico 3 em kN·m	78
Figura 4.20 - Sistema estrutural introduzido no programa de cálculo Tricalc	83
Figura 4.21 - Comprovação do sistema estrutural introduzido no programa de cálculo Tricalc	83
Figura 5.1 - Configurações de ligações segundo o eixo principal de maior inércia (Figura 1.2 a) da NP EN 1993-1-8, 2010) [6]	89
Figura 5.2 - Símbolos para as distâncias entre eixos dos furos de peças de ligação (Figura 3.1 a) da NP EN 1993-1-8, 2010)	90
Figura 5.3 - Disposição em quincôncio em elementos comprimidos (Figura 3.1 c) da NP EN 1993-1-8, 2010)	90
Figura 5.4 - Disposição em quincôncio em elementos tracionados (Figura 3.1 d) da NP EN 1993-1-8, 2010)	91
Figura 5.5 - Ligações calculadas no pórtico 3	95
Figura 5.6 - Ligação V2 - V1 do piso 1	95
Figura 5.7 - Dimensões da secção cortada.....	96
Figura 5.8 - Distâncias entre parafusos na alma do perfil IPE 200	97
Figura 5.9 - Dimensões da chapa de ligação.....	98
Figura 5.10 - Chapa de ligação com cordão de soldadura	99
Figura 5.11 - Ligação do pilar com a viga V1 do piso 2	100
Figura 5.12 - Dimensões da chapa de ligação	101
Figura 5.13 - Chapa de extremo com cordão de soldadura	103

Figura 5.14 - Ligação do tirante com a viga V1 do piso 1.....	103
Figura 5.15 - Dimensões da chapa de ligação	104
Figura 5.16 - Chapa de ligação com cordão de soldadura	106

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 - Categorias de utilização (Quadro 6.1 da NP EN 1991-1-1,2009) [2]	11
Tabela 3.2 - Quadro NA-6.2 - Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios [2]	12
Tabela 3.3 - Categorias de coberturas (Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1, 2009) [2].....	13
Tabela 3.4 - Sobrecargas em coberturas da categoria H (Quadro 6.10 da NP EN 1991-1-1,2009) [2]	14
Tabela 3.5 - Valor básico da velocidade de referência do vento (Quadro NA I da NP EN 1991-1-4, 2010) [4].....	15
Tabela 3.6 - Categorias e parâmetros de terreno (Quadro NA-4.1 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]	16
Tabela 3.7 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular (Quadro 7.1 da NP EN 1991-1-4, 2010 [4]	22
Tabela 3.8 - Valores adotados para os coeficientes de pressão exterior para paredes verticais	23
Tabela 3.9 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de uma vertente na direção transversal (Quadro 7.3a da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]	27
Tabela 3.10 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de uma vertente na direção transversal (Quadro 7.3b da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]	27
Tabela 3.11 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes na direção transversal (Quadro 7.4a da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]	29
Tabela 3.12 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes na direção longitudinal (Quadro 7.4b da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]	29
Tabela 3.13 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço (Quadro 7.2 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4].....	31
Tabela 3.14 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para a cobertura de uma vertente com $\theta=0^\circ$ e $\theta=180^\circ$	33

Tabela 3.15 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para a cobertura de uma vertente com $\theta=90^\circ$	33
Tabela 3.16 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para a cobertura de duas vertentes com $\theta=0^\circ$	33
Tabela 3.17 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para cobertura de duas vertentes com $\theta=90^\circ$	33
Tabela 3.18 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para a cobertura de duas vertentes com bordos amansardados	34
Tabela 3.19 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço.....	34
Tabela 3.20 - Coeficientes de forma para a carga da neve (Quadro 5.2 da NP EN 1991-1-3, 2009) [3]	36
Tabela 3.21 - Valores recomendados de C_e para diferentes topografias (Quadro 5.1 da NP EN 1991-1-3, 2009) [3].....	37
Tabela 3.22 - Caracterização da ação sísmica no município de Alcácer do Sal (adaptado do Anexo Nacional NA. I da NP EN 1998-1, 2010) [7]	39
Tabela 3.23 - Tipos de terreno (Quadro 3.1 da NP EN 1998-1, 2010) [7].....	39
Tabela 3.24 - Classes de importância para os edifícios (Quadro 4.3 da NP EN 1998, 2010) [7] 40	
Tabela 3.25 - Coeficientes de importância γ_I (Quadro NA. II da NP EN 1998, 2010) [7]	40
Tabela 3.26 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do Tipo 1 (Quadro NA-3.2 da NP EN 1998-1, 2010) [7]	42
Tabela 3.27 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do Tipo 2 (Quadro NA-3.3 da NP EN 1998-1, 2010) [7]	42
Tabela 3.28 - Valores recomendados dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elástica verticais (Quadro NA-3.4 da NP EN 1998-1, 2010) [7].....	43
Tabela 3.29 - Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios (Quadro A1.1 da NP EN 1990, 2009) [1]	45
Tabela 3.30 - Valores de cálculo das ações (EQU) (Conjunto A) (Quadro A1.2(A) da NP EN 1990, 2009) [1].....	46

Tabela 3.31 - Valores de cálculo das ações a utilizar na combinação de ações (Quadro A1.4 da NP EN 1990, 2009) [1]	47
Tabela 3.32 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (Quadro NA.I da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]	49
Tabela 4.1 - Peso próprio dos materiais	51
Tabela 4.2 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Página 1 do quadro 5.2 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]	54
Tabela 4.3 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Página 2 do quadro 5.2 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]	55
Tabela 4.4 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (Quadro 6.1 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]	61
Tabela 4.5 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (Quadro 6.2 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5].....	61
Tabela 4.6 - Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral (Quadro 6.3 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]	64
Tabela 4.7 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais quando é utilizada a equação 4.37 (Quadro 6.4 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]	64
Tabela 4.8 - Valores de N_{Rk} , $M_{i,Rk}$ e $\Delta M_{i,Ed}$ (Quadro 6.7 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5].....	65
Tabela 4.9 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil HEB120	67
Tabela 4.10 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil HEB120	67
Tabela 4.11 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil IPE 240	70
Tabela 4.12 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil IPE 240.....	70
Tabela 4.13 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil IPE 200	72
Tabela 4.14 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil IPE 200.....	72
Tabela 4.15 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil UPE 200	75
Tabela 4.16 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil UPE 200.....	75
Tabela 4.17 - Resumo dos esforços máximos atuantes no pórtico 3	78

Tabela 4.18 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil HEB 360	79
Tabela 4.19 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil HEB 360.....	79
Tabela 4.20 - Verificação da resistência ao esforço transversal num perfil HEB360	79
Tabela 4.21 - Verificação da resistência ao momento fletor num perfil HEB360	79
Tabela 4.22 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil HEB 340	80
Tabela 4.23 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil HEB 340.....	80
Tabela 4.24 - Verificação da resistência ao esforço transversal de um perfil HEB340	80
Tabela 4.25 - Verificação da resistência ao momento fletor de um perfil HEB340	81
Tabela 4.26 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil HEB 300	81
Tabela 4.27 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil HEB 300.....	81
Tabela 4.28 - Verificação da resistência à compressão de um perfil HEB300	82
Tabela 4.29 - Verificação da resistência ao esforço transversal de um perfil HEB300	82
Tabela 4.30 - Verificação da resistência ao momento fletor de um perfil HEB300	82
Tabela 4.31 - Medições da estrutura	84
Tabela 4.32 - Custo do quilograma de pilares em construção metálica	84
Tabela 4.33 - Custo do quilograma de vigas e diagonais em construção metálica.....	84
Tabela 4.34 - Custo do m ² de laje colaborante	85
Tabela 4.35 - Custo do m ² de pavimento metálico	86
Tabela 4.36 - Custo do m ³ de betão em sapatas.....	86
Tabela 4.37 - Custo do m ³ de betão em lintéis	86
Tabela 4.38 - Orçamento da estrutura	87
Tabela 5.1 - Valores nominais da tensão de cedência, f_{yb} e da tensão de rotura à tração, f_{ub} para parafusos (Quadro 3.1 da NP EN 1993-1-8, 2010).....	90
Tabela 5.2 - Distância mínima e máxima entre eixos, distâncias às extremidades e bordos (resumos do Quadro 3.3 da NP EN 1993-1-8, 2010).....	91

Tabela 5.3 - Condições geométricas de cordões de soldadura de acordo com NP EN 1993-1-8, 2010 [6].....	94
Tabela 5.4 - Fator de correlação (β_w) para soldaduras de ângulo de acordo com a classe de aço (adaptado do Quadro 4.1 da NP EN 1993-1-8, 2010) [6]	94
Tabela 5.5 - Verificação do esforço transversal resistente da secção cortada.....	96
Tabela 5.6 - Verificação da resistência ao corte de um parafuso M12 de classe 8.8	96
Tabela 5.7 - Verificação da resistência ao esmagamento da alma da viga V2.....	97
Tabela 5.8 - Verificação da resistência ao esmagamento da chapa	98
Tabela 5.9 - Verificação da resistência do cordão de soldadura	99
Tabela 5.10 - Verificação da resistência ao corte de um parafuso M16 de classe 8.8.....	100
Tabela 5.11 - Verificação da resistência ao esmagamento da chapa	101
Tabela 5.12 - Verificação da resistência ao esmagamento do banzo do pilar	102
Tabela 5.13 - Verificação da resistência do cordão de soldadura	102
Tabela 5.14 - Verificação da resistência à tração de um parafuso M12 de classe 8.8.....	104
Tabela 5.15 - Verificação da resistência ao punçoamento da chapa	104
Tabela 5.16 - Verificação da resistência ao punçoamento do banzo da viga	105
Tabela 5.17 - Verificação da resistência do cordão de soldadura	105

Lista de Acrónimos

EC0	Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas
EC1	Eurocódigo 1: Ações em estruturas
EC3	Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço
EC8	Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos
ELS	Estados limite serviço
ELU	Estados limites últimos

Simbologia

Caracteres latinos minúsculos

a_g	valor de referência da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
a_{vg}	valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical
c_0	coeficiente de orografia
c_{dir}	coeficiente de direção
c_r	coeficiente de rugosidade
c_{season}	coeficiente de sazão
d_0	diâmetro do furo para um parafuso, para um rebite ou para uma cavilha
f_u	tensão última do aço
f_y	tensão de cedência do aço
k_I	coeficiente de turbulência
k_r	coeficiente de terreno
t_f	espessura do banzo
t_w	espessura da alma
$v_{b,0}$	valor básico da velocidade de referência do vento
v_b	valor de referência da velocidade do vento
v_m	velocidade média do vento
w_e	pressão exterior exercida pelo vento
w_i	pressão interior exercida pelo vento
$z_{0,II}$	comprimento da rugosidade em terreno de categoria II
z_0	comprimento da rugosidade

$z_e(z_i)$	altura de referência para a pressão exterior (interior) exercida pelo vento
q_b	pressão dinâmica de referência
q_p	pressão dinâmica de pico
b	largura de construção (comprimento da superfície perpendicular à direção do vento)
C_t	coeficiente térmico
f_{ub}	tensão de rotura à tração de um parafuso
f_{yb}	tensão de cedência de um parafuso
h_w	altura da alma
h	altura da construção
h	altura da estrutura, em m;
h	altura de uma secção transversal
m	número de colunas num piso, incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial N_{Ed} superior ou igual a 50% do valor médio por coluna no plano vertical considerado;
q_k	valor característico de uma carga uniformemente distribuída sobre uma linha ou superfície
z	altura acima do solo
z_{max}	altura máxima
z_{min}	altura mínima
b	largura de uma secção transversal
i	raio de giração em relação ao eixo apropriado, determinado com base nas propriedades de secção transversal bruta
n	número de furos ao longo de qualquer linha que atravesse totalmente a largura de um elemento, ou parte dele, em diagonal ou ziguezague
p	distancia entre alinhamentos de furos adjacentes medida na direção normal ao eixo do elemento

r	raio de concordância
s	passo em quincôncio, entre eixos de dois furos consecutivos de alinhamentos adjacentes, medido na direção do eixo do elemento
t	espessura
t	espessura mínima

Caracteres latinos maiúsculos

A_{Ed}	valor de cálculo de uma ação sísmica
A_{Ek}	valor característico de uma ação sísmica
A_f	área de um banzo
A_{net}	área útil de uma secção transversal
A_s	área da secção resistente do parafuso ou do chumbadouro
A_v	área resistente ao esforço transversal
A_w	área de uma alma
$B_{p,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao punçoamento da cabeça do parafuso e da porca
C_e	coeficiente de exposição
C_{pe}	coeficiente de pressão exterior
C_{pi}	coeficiente de pressão interior
C_t	coeficiente térmico
C_z	coeficiente de zona
E_d	valor de cálculo do efeito das ações
E	efeito de uma ação
I	momento de inercia
F_{Ed}	valor de cálculo da carga que atua na estrutura;

$F_{b,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao esmagamento por parafuso
F_{cr}	valor crítico da carga associado à instabilidade elástica num modo global, determinado com base no valor da rigidez elástica inicial;
$F_{t,Ed}$	valor de cálculo do esforço de tração por parafuso no estado limite último
$F_{t,Rd}$	valor de cálculo da resistência à tração por parafuso
$F_{v,Ed}$	valor de cálculo do esforço transversal por parafuso no estado limite último
$F_{v,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao esforço transversal por parafuso
$G_{k,j}$	valor característico da ação permanente j
I_v	intensidade de turbulência
L_{cr}	comprimento de encurvadura no plano de encurvadura considerado
$M_{N,Rd}$	valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, reduzidos pela interação com o esforço normal
$M_{c,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente
$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor elástico resistente
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor plástico resistente
$M_{y,Ed}$	valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo y-y
$M_{y,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo y-y
$M_{z,Ed}$	valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo z-z
$M_{z,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo z-z
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal atuante;
N_{Rd}	valor de cálculo do esforço normal resistente;
$N_{b,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente á encurvadura de um elemento comprimido
$N_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal

N_{cr}	valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta
$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta
$N_{u,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação
$Q_{k,1}$	valor característico da ação variável de base da combinação 1
$Q_{k,i}$	valor característico da ação variável acompanhante i
Q_k	valor característico de uma carga concentrada variável
$S_e(T)$	espectro de resposta elástica horizontal da aceleração à superfície do terreno, também designado por “espectro de resposta elástica”. Para $T=0$ a aceleração espectral fornecida por este espectro é igual ao valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A multiplicado pelo coeficiente de solo S.
S_k	valor característico da carga da neve ao nível do solo no local considerado em kN/m^2
$S_{ve}(T)$	espectro de resposta elástica vertical da aceleração à superfície do terreno
S	carga da neve na cobertura em kN/m^2
S	coeficiente de solo
S	momento estático
T	período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transversal atuante
$V_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico
$W_{eff,min}$	módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva
W_{pl}	módulo plástico de flexão
$W_{pl,y}$	modulo plástico de flexão

Caracteres gregos minúsculos

α_h	coeficiente de redução, calculado em função de h
------------	--

α_{cr}	fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar instabilidade elástica num modo global;
α_m	coeficiente de redução associado ao número de colunas num piso
$\gamma_{G,j}$	coeficiente parcial relativo à ação permanente j
γ_I	coeficiente de importância
γ_{M0}	coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe
γ_{M1}	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
γ_{M2}	coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação
$\gamma_{Q,1}$	coeficiente parcial relativo à ação de base de combinação 1
$\gamma_{Q,i}$	coeficiente parcial relativo à ação variável i
δ_0	contra-flecha da viga no estado não carregado, (estado 0)
δ_1	variação da flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação, (estado 1)
δ_2	variação da flecha da viga devida à ação variável de base associada aos valores de combinação das restantes ações variáveis (estado 2)
δ_{max}	flecha no estado final relativamente à linha reta que une os apoios
μ_i	coeficiente de forma para a carga de neve
σ_v	desvio padrão da turbulência
$\sigma_{x,Ed}$	valor de cálculo da tensão longitudinal atuante no ponto considerado
$\sigma_{z,Ed}$	valor de cálculo da tensão transversal atuante no ponto considerado
τ_{Ed}	valor de cálculo da tensão tangencial atuante no ponto considerado
$\psi_{0,i}$	coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável i

ψ_0	coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável
ψ_1	coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável
ψ_2	coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável
α	fator de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimidos
α	parâmetro para tomar em consideração o efeito da flexão desviada
β	parâmetro para tomar em consideração o efeito da flexão desviada
ε	extensão
η	coeficiente de correção do amortecimento
η	fator de conversão
λ	esbelteza normalizada
ρ	coeficiente de redução para determinar os valores de cálculo dos momentos fletores resistentes, tendo em conta a interação com os esforços transversos
χ	coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
ϕ	valor para determinar o coeficiente de redução
ρ	massa volúmica do ar

Capítulo 1 - Introdução

1.1. Âmbito do Projeto

Nos dias que hoje correm, tem-se assistido a um aumento progressivo da construção metálica. As propriedades físicas e mecânicas do aço levam ao desenvolvimento de estruturas consideravelmente esbeltas, em que o seu dimensionamento tende a ser, no geral, condicionado pela verificação da estabilidade e deformabilidade global do sistema estrutural [8].

A execução de estruturas em aço tem algumas vantagens quando comparada com a execução de estruturas em betão armado. Uma das principais vantagens da utilização de estruturas em aço é o tempo de construção da estrutura. Como os elementos estruturais são na sua grande maioria pré-fabricados, a sua montagem é relativamente simples e rápida, fazendo com que desta forma sejam evitados desperdícios. É possível diminuir o tempo de construção da estrutura, o que resulta como sendo igualmente uma vantagem económica. Uma outra, e não menos importante, vantagem das estruturas metálicas, quando comparadas com as estruturas de betão armado, é a facilidade em realizar reforços e/ou substituir elementos, perlongando desta forma a vida útil da estrutura ou reabilitando esta para outros tipos de utilização.

Um outro aspeto que deve ser mencionado quando referimos as vantagens de utilização de estruturas metálicas é a sua sustentabilidade ambiental, principalmente porque o aço pode ser reutilizado e reciclado inúmeras vezes sem perder as suas qualidades.

1.2. Objetivos

O objetivo do trabalho consiste na conceção de uma estrutura resistente para o futuro Museu/Restaurante Temático em Alcácer do Sal que irá surgir no reaproveitamento dos antigos armazéns na Herdade da Batalha em Alcácer do Sal. Após a análise do projeto de arquitetura e atendendo à ideia transmitida pelo arquiteto para o local, considerou-se que a estrutura poderia ser concretizada através de uma estrutura metálica aparente. Desta forma a própria estrutura tornar-se á parte integrante da arquitetura transmitindo simultaneamente uma sensação de segurança e leveza.

Dado que a análise e o dimensionamento de uma estrutura são processos iterativos exigindo um elevado número de cálculos recorreu-se, para a realização deste trabalho, à utilização do programa de cálculo estrutural Tricalc da Arktec.

Na elaboração do presente trabalho serão utilizados por base os documentos normativos em vigor.

1.3. Estrutura do trabalho

A presente dissertação está dividida em 6 capítulos que se passam a descrever sucintamente.

No presente capítulo, Capítulo 1, é feito um enquadramento do tema da dissertação, explicando os objetivos da mesma e apresentando a estrutura do trabalho.

No Capítulo 2 é descrito e apresentado o projeto de arquitetura. Neste capítulo é, igualmente, apresentada uma análise de diversos aspetos da nova estrutura resistente. Sendo analisadas e comparadas diversas soluções estruturais de forma a poder-se escolher a mais eficaz.

O Capítulo 3 é destinado à quantificação de ações atuantes na estrutura, sendo que esta é feita de acordo com a legislação em vigor, nomeadamente as NP EN.

O Capítulo 4 aborda o cálculo da resistência dos elementos estruturais. Neste capítulo apresenta-se igualmente, e título de exemplo, as verificações a efetuar para cada situação de esforços atuantes.

No Capítulo 5 são analisadas as ligações entre os elementos estruturais. Neste capítulo apresenta-se a problemática inerente ao cálculo de ligações em estruturas metálicas e apresenta-se o seu dimensionamento.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões obtidas com a elaboração da presente dissertação

Capítulo 2 - Análise do projeto de arquitetura

2.1 Introdução

O presente capítulo destina-se à análise do projeto de arquitetura e tem como objetivo a escolha do modelo estrutural mais adequado a ser utilizado tendo em conta a arquitetura proposta.

O edifício em estudo está localizado na Herdade da Batalha em Alcácer do Sal. Antigamente, os armazéns eram destinados a armazéns agrícola em que a sua estrutura é composta por pilares e vigas em betão armado e as vigas de cobertura em madeira. Os armazéns encontram-se neste momento em adiantado estado de degradação sendo que um já se encontra sem cobertura devido ao colapso da mesma. Desta forma, e por não ser de certa forma viável a utilização dos elementos estruturais dos armazéns devido ao seu adiantado estado de degradação, é feita uma proposta de requalificação para os dois armazéns a Oeste com o objetivo de manter as fachadas e dimensionar uma nova estrutura em aço com capacidade resistente suficiente para suportar as fachadas bem como o tipo de utilização desejada.

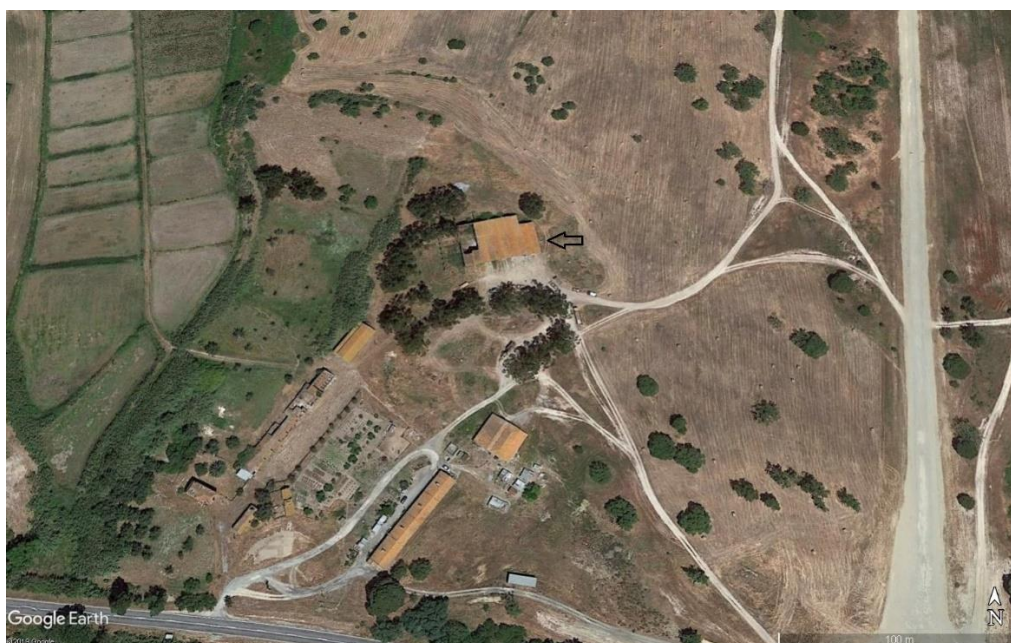


Figura 2.1 - Localização do edifício em estudo

2.2 Descrição do projeto de arquitetura

O edifício tem um comprimento de 26,55 m, uma largura de 16,20 m e uma altura máxima de 8,65 m. A fachada Sul irá ser a fachada principal, a fachada Norte será destinada a entrada de serviço onde terá uma escada exterior de acesso ao primeiro piso.

Na proposta de requalificação propõe-se que o piso térreo seja utilizado como museu, no 1º andar irá funcionar um restaurante temático e a cobertura será, em parte, acessível permitindo assim desfrutar da paisagem em redor. Desta forma, a ideia passa por o rés do chão ser um espaço completamente amplo, dando condições suficientes para a circulação dos utilizadores durante as visitas ao museu. No primeiro andar, a ideia para o restaurante é haver um espaço aberto na laje permitindo a entrada de luz natural para a parte do museu e permitindo aos utilizadores um diferente ponto de vista do museu enquanto usufruem dos serviços do restaurante.

Seguidamente são apresentadas as plantas da proposta de reabilitação para o edifício, mais precisamente a planta do rés do chão, do primeiro andar e da cobertura.

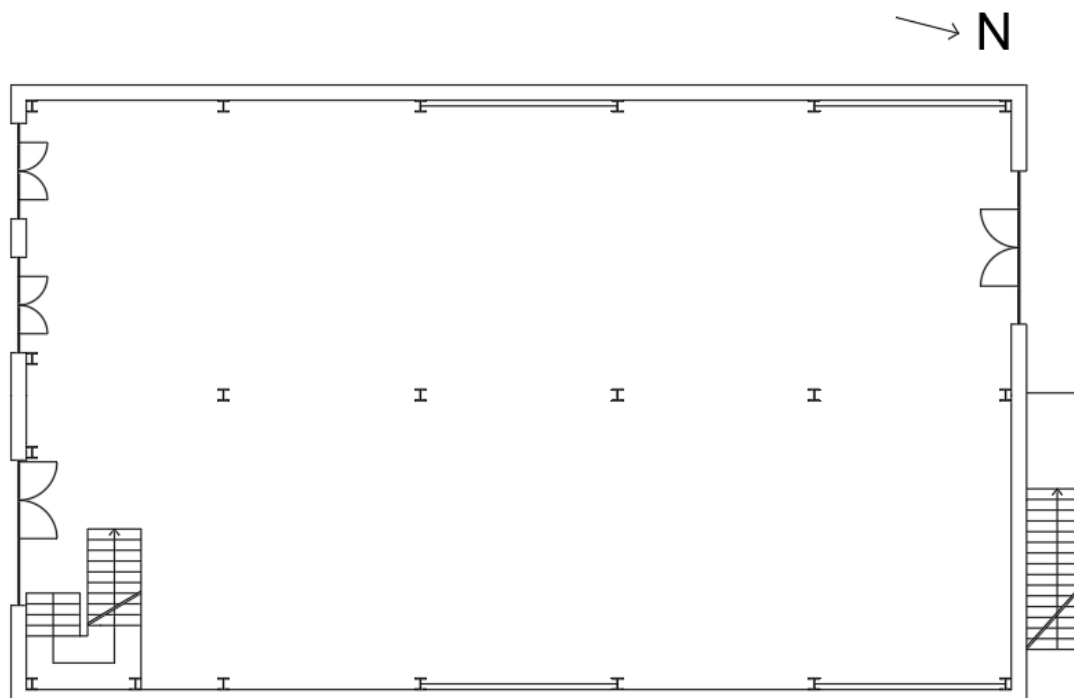


Figura 2.2 - Planta do rés do chão.

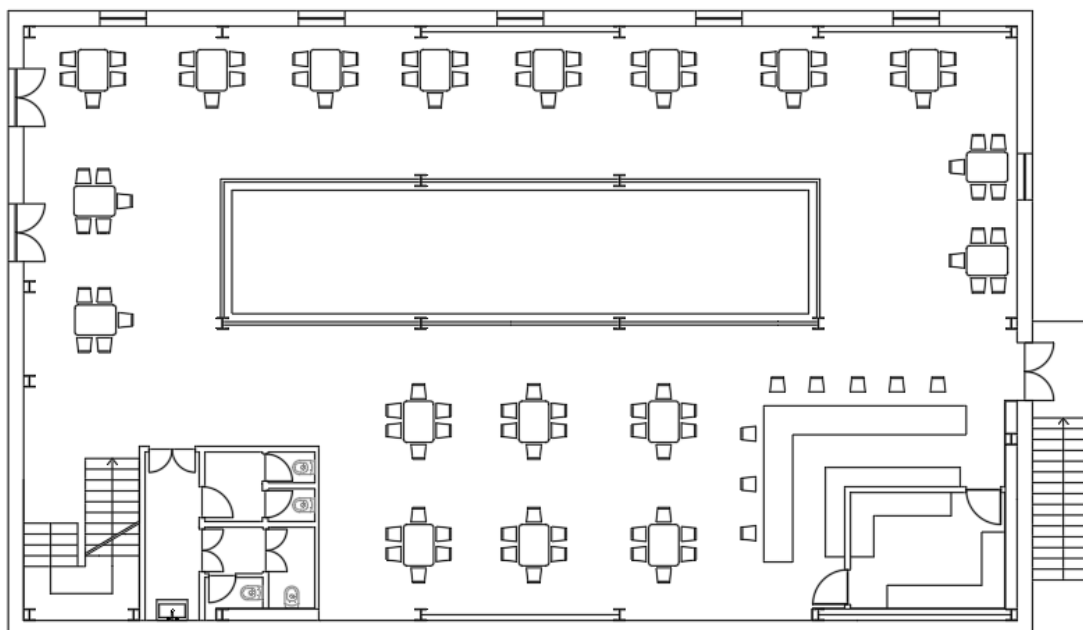


Figura 2.3 - Planta do primeiro andar

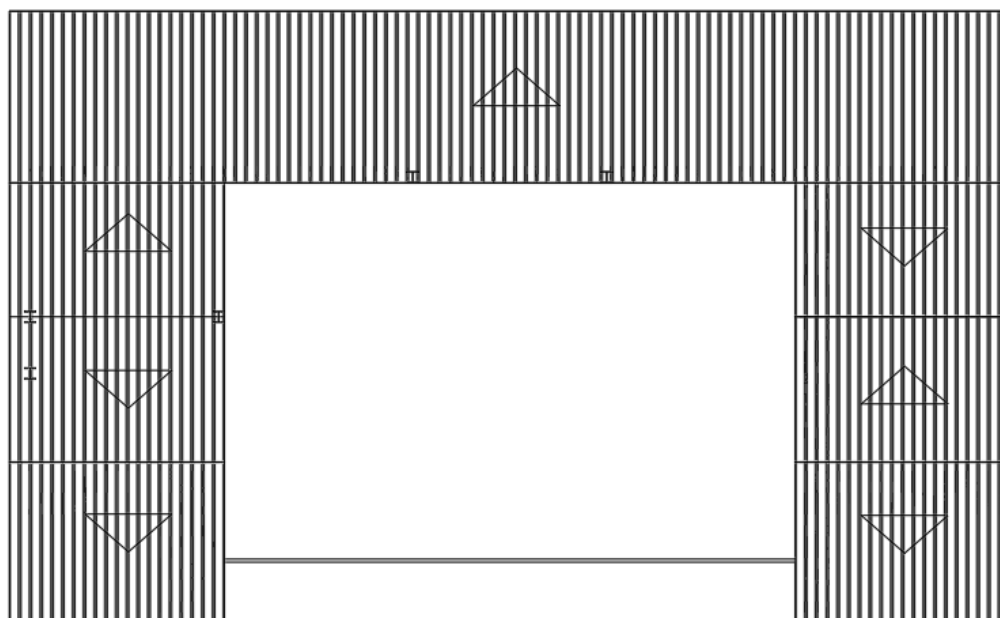


Figura 2.4 - Planta da cobertura

2.3 Análise da solução estrutural para os diferentes pórticos

Analisada a proposta de arquitetura são idealizados alguns modelos para a estrutura resistente. Desta forma, foram ponderadas duas soluções estruturais tais como:

- Modelos de pórticos onde a viga da cobertura é constituída por uma treliça e os restantes elementos estruturais constituídos por secções em aço laminado simples.
- Modelos de pórticos onde todos os elementos estruturais são constituídos por secções de aço laminado simples.

Principalmente devido ao próprio fim para que se destina o espaço, aliado à ideia arquitetónica de uma visão desimpedida e o mais “transparente” e ao facto de parte da cobertura ser acessível, o modelo em que a viga da cobertura é constituída por uma treliça é posto de parte, pois esta iria ocupar um grande volume de espaço o que iria dificultar a circulação dos utilizadores na cobertura e por outro lado poderia vir a aumentar a altura da fachada e/ou diminuir o pé direito dos pisos, o que poderia vir a inviabilizar todo o projeto.

Atendendo à configuração arquitetónica apresentada, não existe a possibilidade de os pórticos serem todos iguais, deste modo são previstos três modelos diferentes de pórticos. Dividindo o comprimento do edifício em cinco partes iguais são criados seis pórticos agrupados a pares para cada um dos três modelos de pórtico. Apresentam-se de seguida na figura 2.5 os três modelos de pórtico idealizados.

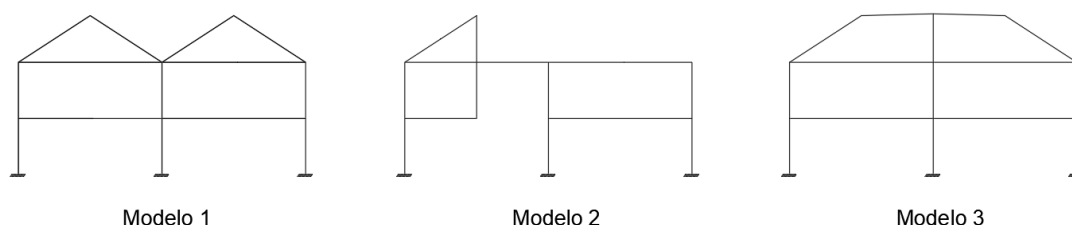


Figura 2.5 - Modelos estruturais iniciais dos pórticos

Analisando de ponto de vista geral os três modelos, o modelo de pórtico dois será aquele em que se prevê que possam surgir maiores problemas. Desta forma foram consideradas diversas alternativas estruturais com o intuito de se escolher a que melhor se adaptaria às condições exigidas.

De seguida apresenta-se a primeira hipótese feita para o pórtico dois.

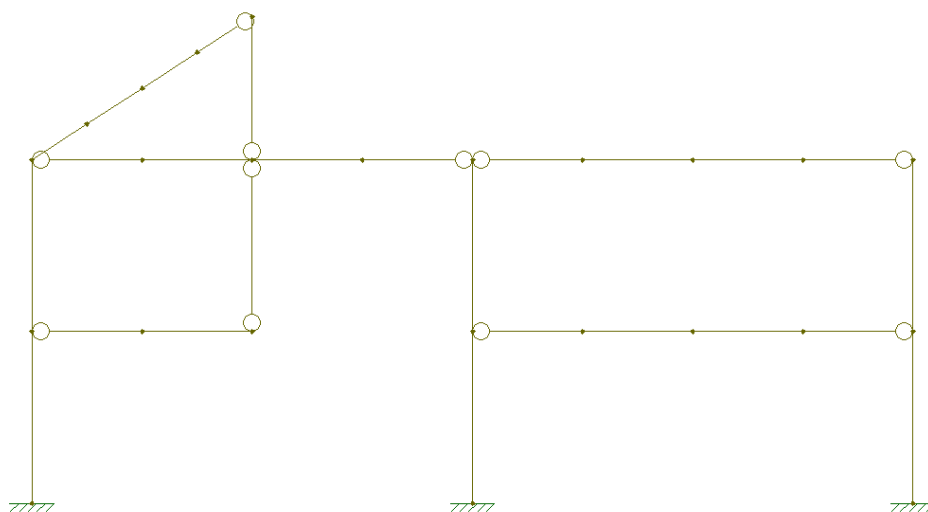


Figura 2.6 - Primeira hipótese do pórtico dois

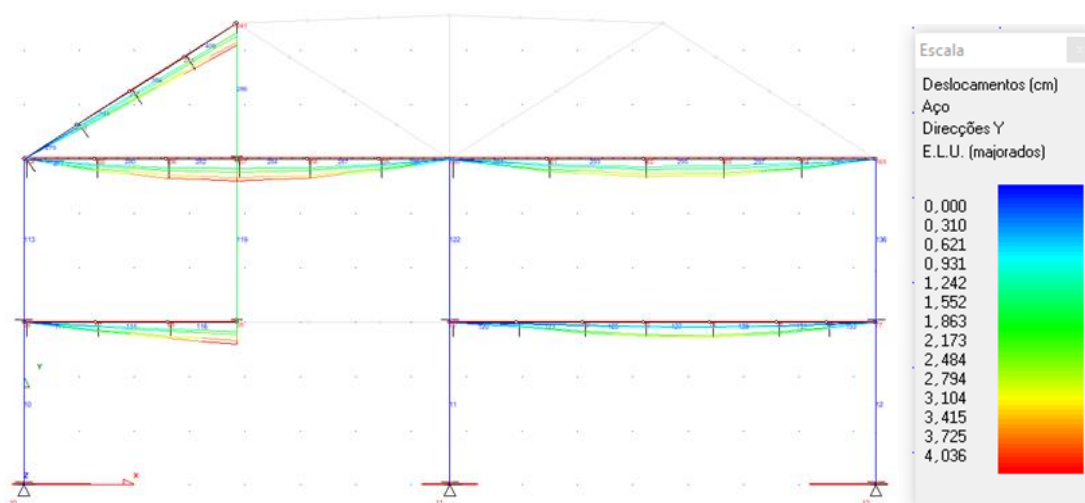


Figura 2.7 - Deslocamentos verticais associados à primeira hipótese do pórtico dois

Após a análise desta primeira hipótese para o modelo de pórtico 2 foi possível verificar o aparecimento de um momento fletor relativamente elevado originando igualmente uma deformação vertical exagerada. De forma a resolver esta questão e após a realização de algumas iterações de forma a que se verificasse a resistência e a deformabilidade da estrutura chegou-se à conclusão de que as secções necessárias eram exageradamente grandes para o fim que se pretendia.

Desta forma opta-se por alterar pontualmente a hipótese anterior de forma a considerar a continuidade da viga do pavimento 2 (cobertura acessível). Na figura 2.8 é apresentada a segunda hipótese considerada para o pórtico dois.

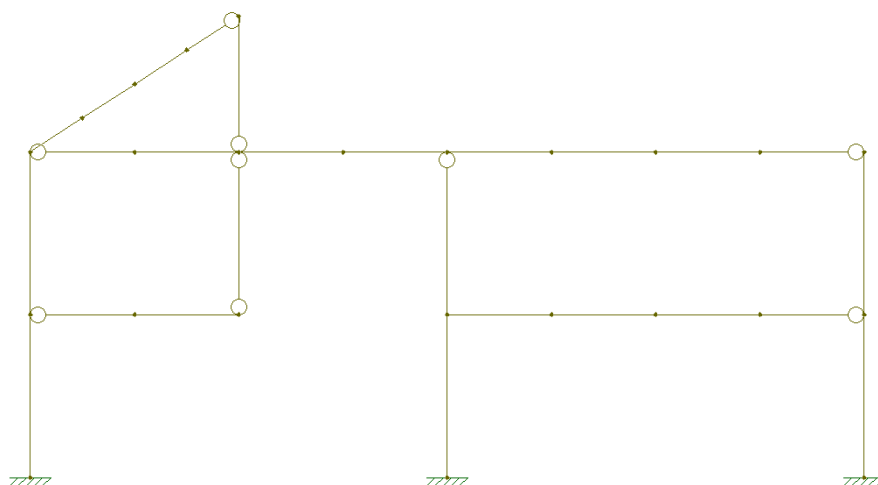


Figura 2.8 - Segunda hipótese do pórtico dois

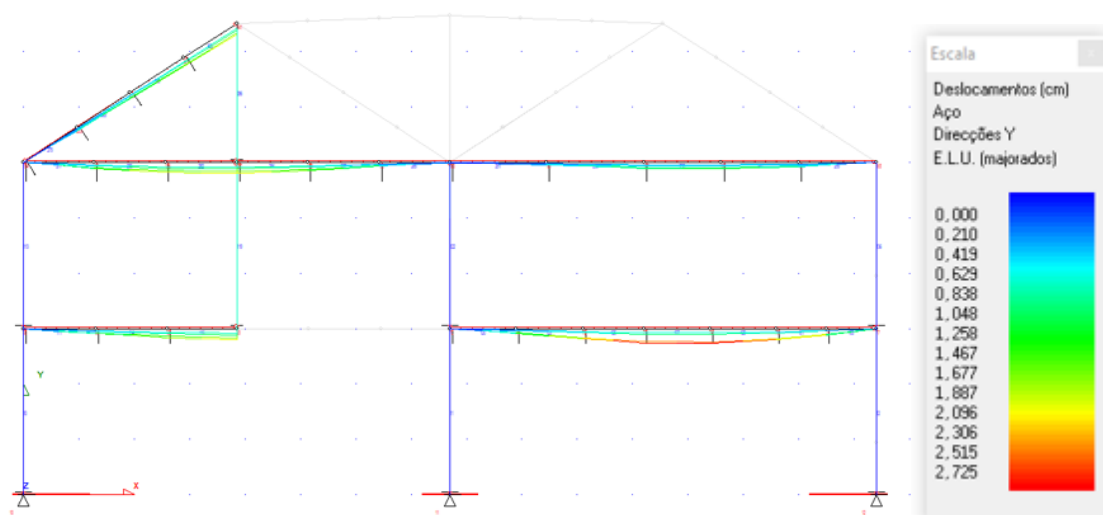


Figura 2.9 - Deslocamentos verticais associados à segunda hipótese do pórtico dois

Após a análise da segunda hipótese, é possível observar através da figura 2.9 que os deslocamentos verticais são mais reduzidos.

Considerando a limitação de deformação para pavimentos em geral $l/250$, os deslocamentos máximos admitidos para as vigas do pórtico são de 3,08 cm para a viga de 7,7 m de comprimento e de 1,54 cm para a viga de 3,85m de comprimento. Desta forma, e complementando as razões referidas anteriormente a escolha da primeira hipótese não é a mais adequada, sendo assim irá ser considerado o modelo da segunda hipótese para o pórtico dois.

Capítulo 3 - Quantificação de Ações

3.1 Introdução

Para a realização do correto dimensionamento de qualquer tipo de estrutura, é necessário conhecer as diversas ações que atuam sobre a mesma. Estas podem ser classificadas como ações permanentes, ações variáveis e ações acidentais. Para a quantificação das ações permanentes recorreram-se a tabelas de fabricantes [9] [10] [11]. A quantificação das ações variáveis é feita com base nos documentos normativos em vigor.

3.2 Ações Permanentes

As ações permanentes assumem valores constantes ou de variação desprezável, pois estas atuam na estrutura em todo o seu tempo de vida útil. Para efeito de cálculo, no projeto são consideradas como ações permanentes o peso próprio de cada elemento da estrutura, o peso próprio dos painéis de cobertura e o peso próprio dos revestimentos.

Em termos de classificação de ações, o peso próprio deve ser classificado como uma ação permanente fixa, isto é, deve ser representado por um único valor característico. Quando classificado como ação livre, o peso próprio deve ser tratado como uma sobrecarga (por exemplo, no caso da existência de divisórias amovíveis). No peso próprio de um edifício são considerados os pesos próprios dos elementos estruturais, bem como dos elementos não estruturais tais como revestimentos (de pavimentos, paredes e coberturas), tetos falsos, paredes divisórias, corrimões e guardas de segurança.

Nas ações permanentes a atuar sobre a estrutura são considerados os pesos volúmicos dos materiais e a ação dos elementos de revestimento das paredes e pisos:

- Aço: 78 kN/m^3
- Betão armado: 25 kN/m^3
- Paineis da cobertura: $0,11 \text{ kN/m}^2$
- Grelha de pavimento: $0,27 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento do pavimento do piso 1: $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento do pavimento do piso 2: $2,0 \text{ kN/m}^2$

3.3 Ações Variáveis

As ações variáveis, como o próprio nome indica, não assumem valores constantes pois ocorrem com intensidades e eventualmente em ocasiões diferentes durante o tempo de vida útil da estrutura. Estas ações são quantificadas de forma probabilística, sendo-lhes atribuído um valor característico que representa a sua intensidade.

As ações variáveis podem ser:

- Sobrecargas de utilização;
- Ação de vento;
- Ação de neve;
- Ação de sismo;
- Ação de temperatura.

3.3.1 Sobrecarga de utilização

As sobrecargas de utilização nos edifícios são as cargas resultantes devido ao seu tipo de ocupação ou utilização. A atribuição das sobrecargas nas diferentes zonas da estrutura é feita de acordo com NP EN 1991-1-1, 2009 [2].

Para a determinação das sobrecargas, a norma distingue os pavimentos e coberturas dos edifícios sendo estes classificados por categorias em função da sua utilização, como se pode observar na tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Categorias de utilização (Quadro 6.1 da NP EN 1991-1-1,2009) [2]

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Actividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
B	Escritórios	
C	Locais de reunião (com excepção das utilizações correspondentes às categorias A, B e D) ¹⁾	<p>C1: Zonas com mesas, etc.; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, recepções.</p> <p>C2: Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera.</p> <p>C3: Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio.</p> <p>C4: Zonas em que são possíveis actividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos.</p> <p>C5: Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, salas para actividades desportivas incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso; plataformas ferroviárias.</p>
D	Actividades comerciais	<p>D1: Zonas de lojas em geral.</p> <p>D2: Zonas de grandes armazéns.</p>
<p><i>1) Chama-se a atenção para 6.3.1.1(2), em particular para C4 e C5. Ver a EN 1990 quando for necessário considerar efeitos dinâmicos. Para a Categoria E, ver o Quadro 6.3.</i></p> <p>NOTA 1: Dependendo das utilizações previstas, as zonas que seriam normalmente classificadas como C2, C3 e C4 poderão ser classificadas como C5 por decisão do dono de obra e/ou do Anexo Nacional.</p> <p>NOTA 2: O Anexo Nacional poderá estabelecer subcategorias para A, B, C1 a C5, D1 e D2.</p> <p>NOTA 3: Ver 6.3.2 para zonas de armazenamento ou de actividades industriais.</p>		

É possível inserir a estrutura em estudo na categoria C, dividindo-a em duas subcategorias sendo atribuída a subcategoria C1 para o restaurante e a subcategoria C3 para o museu. De acordo com a) NA-6.3.1.2(1)P (Quadro 6.2) [2], deve adotar-se o Quadro NA-6.2 em vez do Quadro 6.2. Apresenta-se de seguida na tabela 3.2 os valores atribuídos para as sobrecargas em pavimentos de cada subcategoria.

Tabela 3.2 - Quadro NA-6.2 - Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios [2]

<i>Categorias de zonas carregadas</i>	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
<i>Pavimentos</i>		
<i>Categoria A</i>	2,0	2,0
<i>Categoria B</i>	3,0	4,0
<i>Categoria C</i>		
<i>C1</i>	3,0	4,0
<i>C2</i>	4,0	4,0
<i>C3</i>	5,0	4,0
<i>C4</i>	5,0	7,0
<i>C5</i>	6,0	4,5
<i>Categoria D</i>		
<i>D1</i>	4,0	4,0
<i>D2</i>	5,0	6,0
<i>Varandas</i>	<i>Ver a Nota 1</i>	<i>Ver a Nota 3</i>
<i>Escadas</i>	<i>Ver a Nota 2</i>	<i>Ver a Nota 3</i>
<i>NOTA 1: Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 5,0 kN/m² numa faixa de 1 m de largura adjacente ao parapeito.</i>		
<i>NOTA 2: Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 3,0 kN/m².</i>		
<i>NOTA 3: Deve adoptar-se uma sobrecarga concentrada idêntica à do pavimento adjacente.</i>		

A razão da existência de dois tipos de sobrecargas, deve-se ao facto da existência de dois tipos de análise a efetuar. Numa análise global da estrutura a sobrecarga distribuída tem um efeito mais desfavorável, pelo que a sobrecarga concentrada deve ser utilizada numa análise local individual dos elementos.

Desta forma são atribuídos os valores recomendados pela norma para os pavimentos de acordo com a respetiva categoria. Para o dimensionamento das escadas, de acordo com a NOTA 2 da tabela 3.2, é recomendada uma sobrecarga uniformemente distribuída com um valor mínimo de 3,0 kN/m². Sendo que, por uma questão de segurança, o valor considerado para a sobrecarga de utilização no dimensionamento das escadas é de 5,0 kN/m².

A norma classifica as coberturas em três categorias. Devido aos dois tipos de utilização da cobertura, é atribuída a respetiva categoria de acordo com o tipo de utilização. De seguida é apresentada a planta da cobertura respetivamente identificada, bem como o quadro de categorias de coberturas.

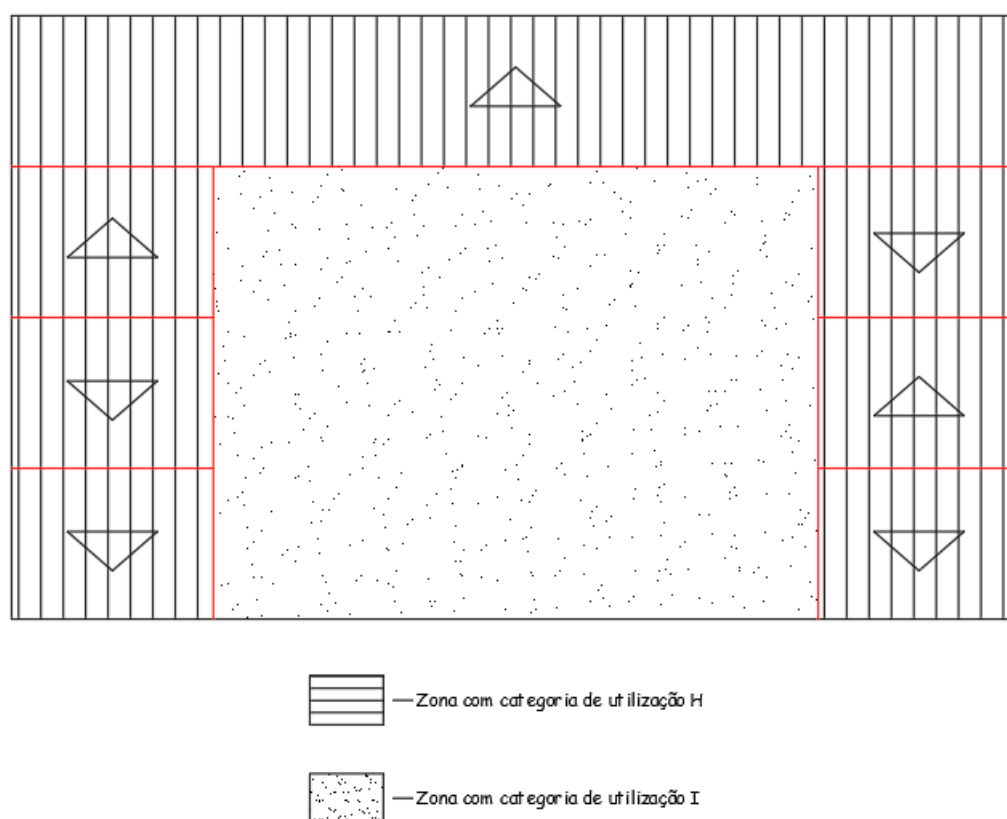


Figura 3.1 - Categorias de utilização da cobertura

Tabela 3.3 - Categorias de coberturas (Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1, 2009) [2]

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a G
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros

De acordo com a norma, os valores característicos q_k e Q_k de coberturas da categoria H devem ser atribuídos consoante os valores indicados na tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Sobrecargas em coberturas da categoria H (Quadro 6.10 da NP EN 1991-1-1,2009) [2]

Cobertura	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoria H	q_k	Q_k
<p><i>NOTA 1: Para a Categoria H, q_k poderá ser escolhido na gama 0,0 kN/m² a 1,0 kN/m² e Q_k na gama 0,9 kN a 1,5 kN. Quando se indica uma gama de valores, os valores a adoptar poderão ser definidos no Anexo Nacional. Os valores recomendados são: $q_k = 0,4$ kN/m², $Q_k = 1,0$ kN.</i></p> <p><i>NOTA 2: q_k poderá ser alterado pelo Anexo Nacional, em função da inclinação da cobertura.</i></p> <p><i>NOTA 3: Poderá admitir-se que q_k actua sobre uma área A, a qual poderá ser definida no Anexo Nacional. O valor recomendado para A é 10 m², numa gama entre zero e a área total da cobertura.</i></p> <p><i>NOTA 4: Ver também 3.3.2(1).</i></p>		

Desta forma são atribuídos os valores recomendados pela norma de $q_k = 0,4$ kN/m², $Q_k = 1,0$ kN. As sobrecargas para as coberturas da Categoria I estão indicadas na tabela 3.2, de acordo com a utilização específica.

3.3.2 Ação do Vento

3.3.2.1 Velocidade do vento e pressão dinâmica

A modelação para o efeito da ação do vento é feita de acordo com NP EN 1991-1-4, 2010 [4]. Para a determinação das ações do vento numa estrutura, é importante o conhecimento de certos aspetos fundamentais, tais como, a localização da estrutura, a disponibilidade e qualidade de dados meteorológicos, o tipo de terreno, assim como as dimensões da própria estrutura. Estas ações são determinadas através dos valores de referência da velocidade do vento e/ou da pressão dinâmica. Seguidamente é descrito o processo para a determinação dos parâmetros necessários a fim de obter o valor da pressão exercida pelo vento na estrutura.

i. Valor de referência da velocidade do vento

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.1)$$

O valor de referência da velocidade do vento (v_b), é definido em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10 m acima da superfície de um terreno de categoria II. De acordo com o Anexo Nacional [4], o valor recomendado para c_{dir} e c_{season} é 1,0. O valor básico da velocidade de referência do vento ($v_{b,0}$) é retirado da tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Valor básico da velocidade de referência do vento (Quadro NA I da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

Para a quantificação do valor básico de referência do vento, considera-se que o País está dividido em duas zonas: Zona A - a generalidade do território exceto as regiões pertencentes à zona B; Zona B - os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 Km de largura ou altitudes superiores a 600 m [4].

Como já referido anteriormente o local de implantação da estrutura é em Alcácer do Sal, então é possível inserir a mesma na Zona A. Substituindo os valores na equação 3.1, temos:

$$v_b = 27 \text{ m/s}$$

ii. Vento médio

a) Variação com a altura

A velocidade média do vento a uma altura z acima do solo $v_m(z)$, depende da rugosidade do terreno, do valor de referência da velocidade do vento, bem como da orografia, e deve ser calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0 \cdot v_{b,0} \quad (3.2)$$

b) Rugosidade do terreno

Para o cálculo do coeficiente de rugosidade, é necessário saber a categoria onde o terreno está inserido. Em seguida é apresentada na tabela 3.6, as diversas categorias e parâmetros de terreno existentes.

Tabela 3.6 - Categorias e parâmetros de terreno (Quadro NA-4.1 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15
NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.			
NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, é ilustrado na Figura NA.1.			

De acordo com as descrições feitas na tabela 3.6, é possível inserir a estrutura em estudo num terreno de categoria II.

O coeficiente de terreno, depende do comprimento da rugosidade Z_0 e da sua relação com o comprimento de rugosidade para o terreno de categoria II $Z_{0,II}$, deve ser calculado através da seguinte expressão:

$$k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0.07} \quad (3.3)$$

Em que:

$Z_{0,II}$ é 0,05 m (categoria de terreno II) [4];

E, de acordo com o Quadro NA-4.1 [4], Z_0 é 0,05 m.

Para o caso em estudo resulta:

$$k_r = 0,19$$

O coeficiente de rugosidade $c_r(z)$, tem em conta a variação da velocidade média do vento no local da construção, e pode ser calculado por uma das seguintes expressões:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) , \text{ com } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.4)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) , \text{ com } z \leq z_{min} \quad (3.5)$$

Em que:

z é 8,65 m;

z_{\min} é 3 m [4];

z_{\max} deve ser considerada igual a 200 m [4].

Sendo assim, o coeficiente de rugosidade $c_r(z)$, foi calculado pela expressão 3.4, que para o caso em estudo resulta:

$$c_r(z) = 0,979$$

c) Orografia

O aumento das velocidades do vento ocorre próximo do topo das vertentes e é determinado a partir do coeficiente de orografia c_0 . O efeito da orografia pode ser desprezável dado que o declive médio do terreno a barlavento é inferior a 3° , sendo então o coeficiente de orografia $c_0 = 1$ [4].

Sabendo então todos os parâmetros de que depende a velocidade média, e substituindo-os na expressão 3.2 resulta que:

$$v_m(z) = 26,44 \text{ m/s}$$

iii. Turbulência do vento

A intensidade de turbulência a uma altura z , é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento.

a) Desvio padrão

O desvio padrão é definido como o produto entre o coeficiente do terreno, o valor de referência da velocidade do vento e o coeficiente de turbulência, sendo dado pela seguinte expressão:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_t \quad (3.6)$$

De acordo com o Anexo Nacional [4], o valor recomendado para o coeficiente de turbulência k_t , é 1,0. Então, o desvio padrão é:

$$\sigma_v = 5,13$$

b) Intensidade de turbulência

A intensidade de turbulência pode então ser calculada por uma das seguintes expressões:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot l \cdot n(z/z_0)} , \text{ para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.7)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) , \text{ para } z \leq z_{\min} \quad (3.8)$$

Substituindo os valores pela equação (3.7):

$$I_v(z) = 0,194$$

iv. Pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica de pico a uma altura z , $q_p(z)$, resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento. Desta forma, a pressão dinâmica de pico é dada pela seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.9)$$

De acordo com o Anexo Nacional [4], o valor recomendado para a massa volúmica do ar, ρ , é 1,25 kg/m³. Desta forma, o valor da pressão dinâmica de pico é:

$$q_p(z) = 1,03 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2.2 - Pressão exercida pelo vento em superfícies

A pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores, w_e , é obtida através da seguinte expressão:

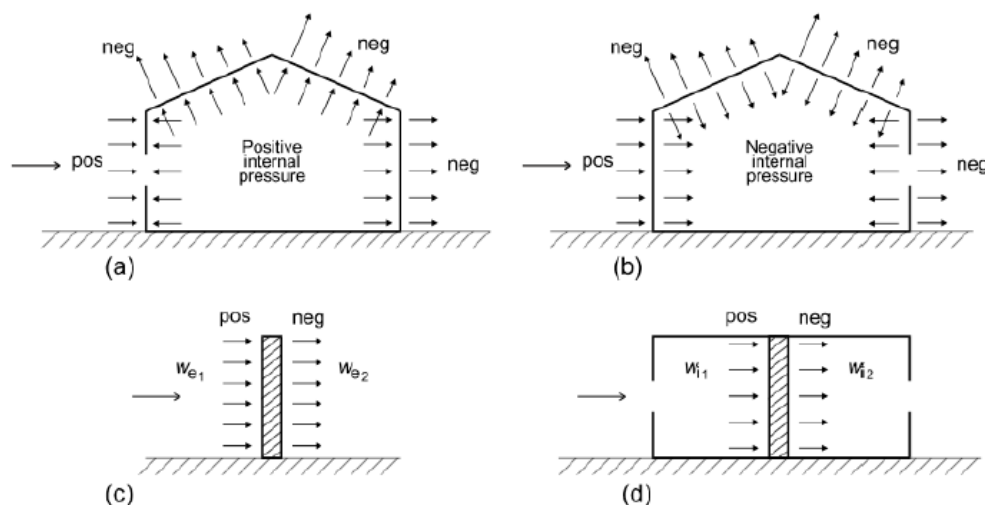
$$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} \quad (3.10)$$

Sendo a pressão exercida pelo vento em superfícies interiores, w_i , obtida através da seguinte expressão:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot C_{pi} \quad (3.11)$$

Onde C_{pe} e C_{pi} são coeficientes de pressão exterior e interior respetivamente, e serão abordados nos subcapítulos seguintes.

A pressão exercida pelo vento numa parede, cobertura ou em outro elemento, é a resultante das pressões que atuam sobre as faces oposta.



Legenda:

Positive internal pressure	Pressão interior positiva
Negative internal pressure	Pressão interior negativa

Figura 3.2 - Pressão exercida em superfícies (Figura 5.1 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

Através da figura 3.2, é possível observar que quando a força exercida pelo vento atua num elemento na direção da sua superfície, esta considera-se positiva, causando um efeito de pressão. O contrário também se observa, quando a força exercida pelo vento atua num elemento na direção oposta à sua superfície, esta considera-se negativa, causando um efeito de sucção.

3.3.2.3 - Coeficientes de pressão exterior

Os coeficientes de pressão exterior C_{pe} , dependem das dimensões da superfície solicitada, são aplicáveis a edifícios e a partes de edifícios. Na NP EN 1991-1-4, 2010 [4], estes valores são fornecidos para superfícies carregadas de 1 m² e de 10 m² em quadros de acordo com as configurações dos edifícios. Os valores de $C_{pe,1}$, denominados de coeficientes locais, são destinados ao cálculo de elementos de pequena dimensão e de ligações com uma área igual ou inferior a 1 m². Os valores de $C_{pe,10}$, denominados de coeficientes globais, são utilizados para o cálculo global da estrutura resistente.

a) Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular

Os coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular dependem da relação h/b , e correspondem sempre às alturas superiores das diferentes paredes. É possível observar através da figura 3.3, os valores atribuídos a h e b de acordo com as dimensões da estrutura em estudo.

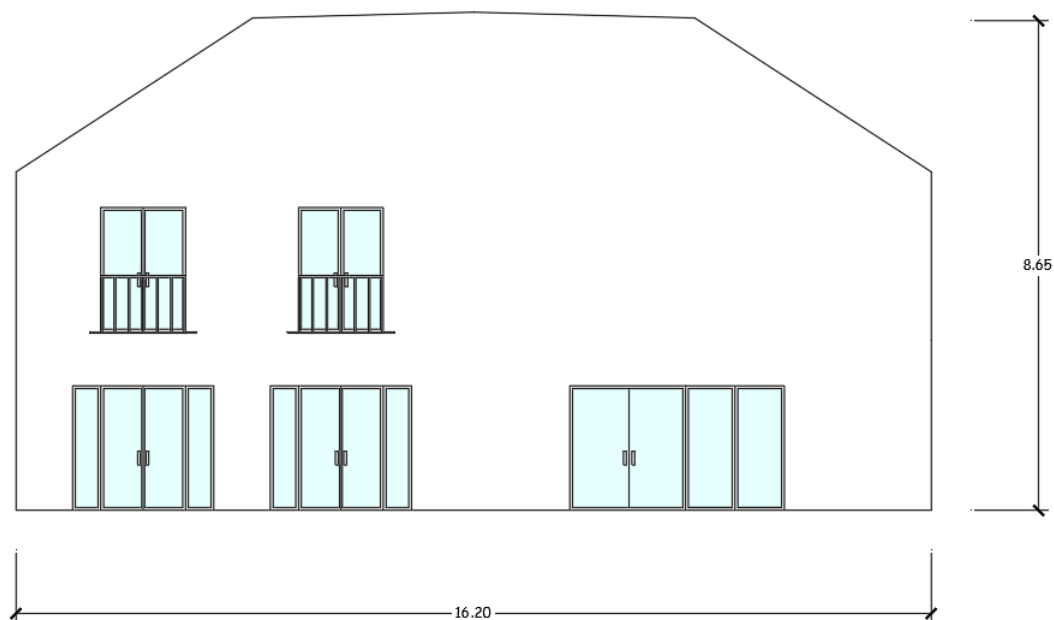


Figura 3.3 - Alçado principal

Na figura 3.4 apresentam-se as várias formas dos perfis de pressão dinâmica de acordo com as dimensões da estrutura. Como h é menor do que b , o perfil a ser adotado para a estrutura em estudo é o primeiro.

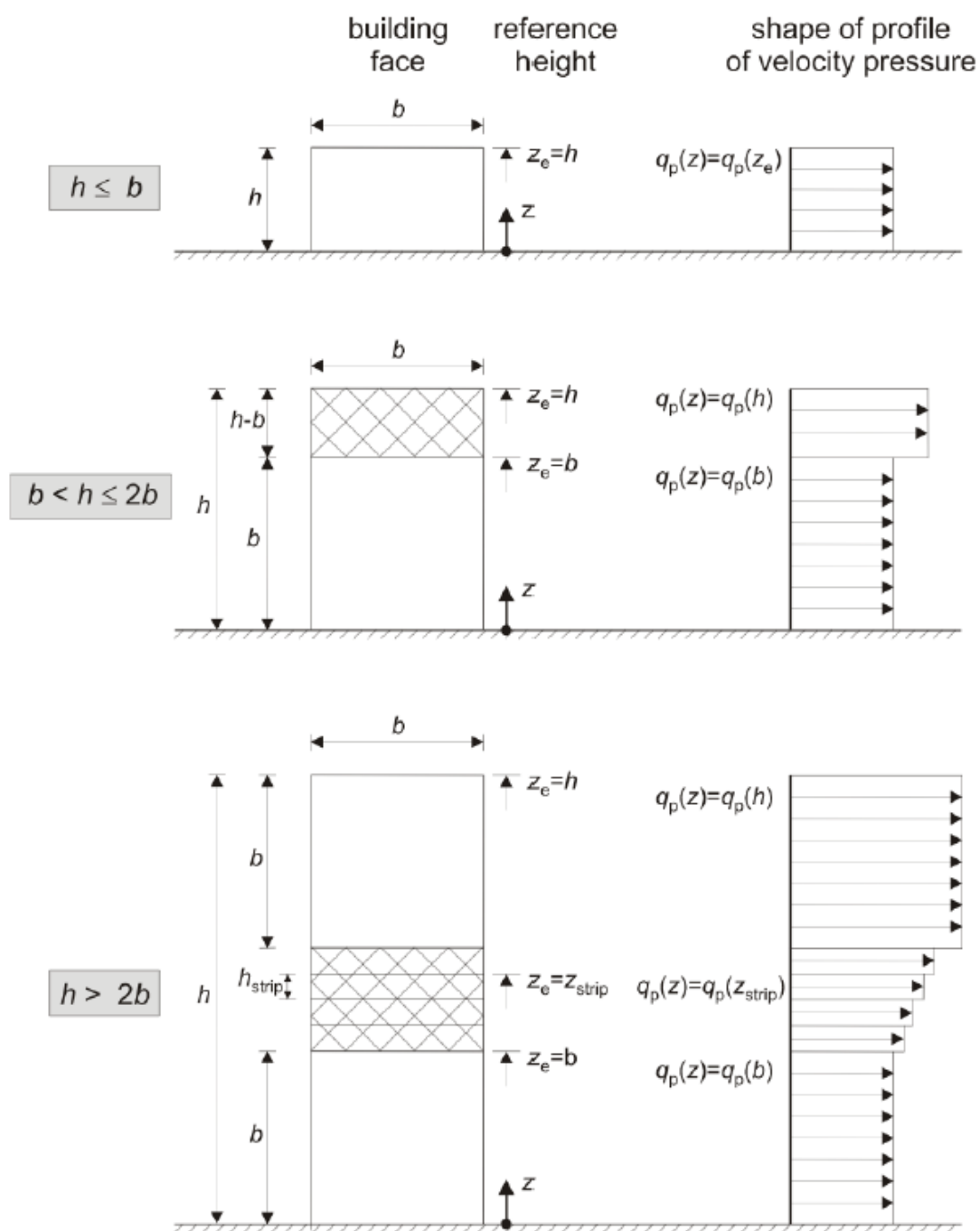


Figura 3.4 - Altura de referência z_e em função de h e b , e correspondente perfil de pressão dinâmica (Figura 7.4 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

Sabendo agora a altura de referência e o perfil de pressão dinâmica a adotar, através da figura 3.5 é possível observar a forma como são divididas as zonas em paredes verticais.

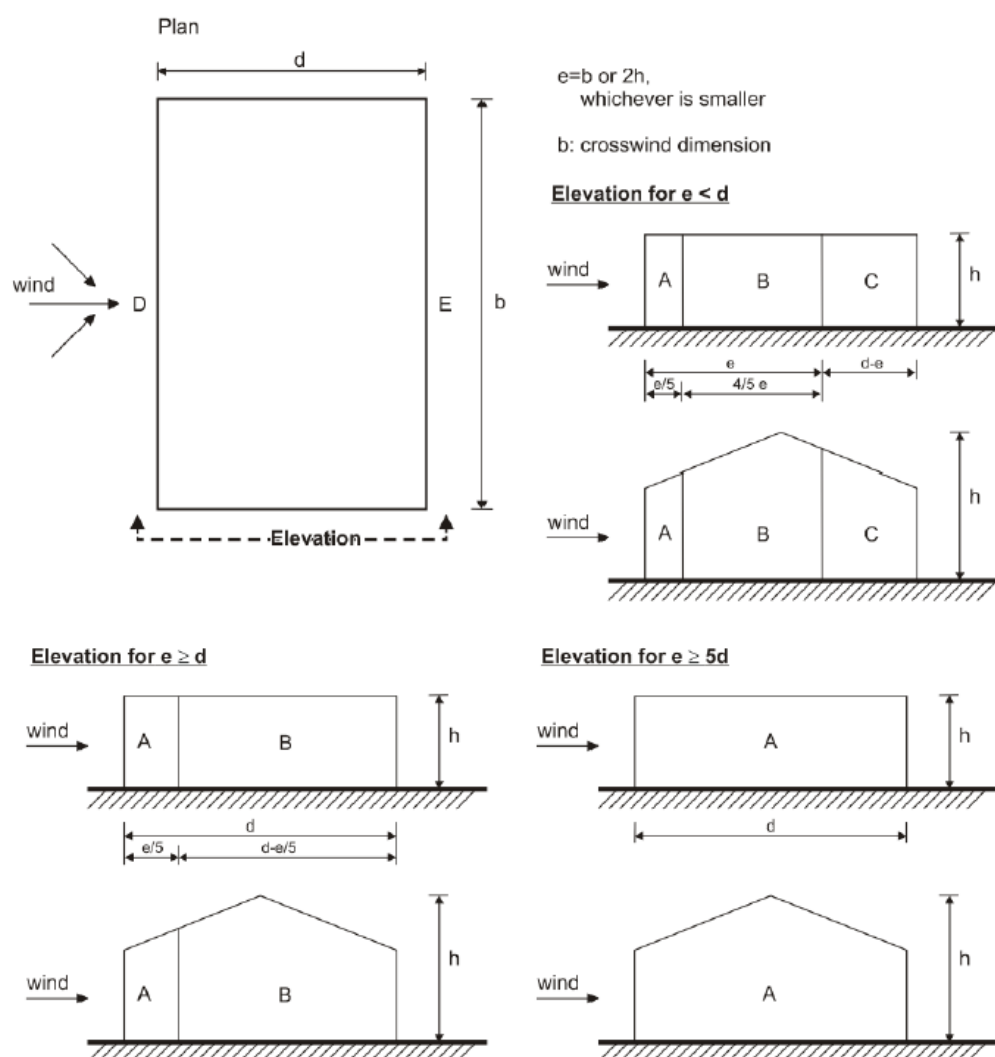


Figura 3.5 - Zonas em paredes verticais (Figura 7.5 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

Em seguida é apresentado na tabela 3.7, os valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular.

Tabela 3.7 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular (Quadro 7.1 da NP EN 1991-1-4, 2010 [4])

<i>Zona</i>	<i>A</i>		<i>B</i>		<i>C</i>		<i>D</i>		<i>E</i>	
<i>h/d</i>	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

1. Valores dos coeficientes de pressão exterior em paredes verticais segundo a direção transversal (0°)

Os valores dos coeficientes de pressão exterior em paredes verticais segundo a direção transversal são atribuídos de acordo com as dimensões da estrutura. Desta forma é apresentada de seguida uma figura representativa de uma fachada (alçado principal) com as respetivas dimensões em metros.

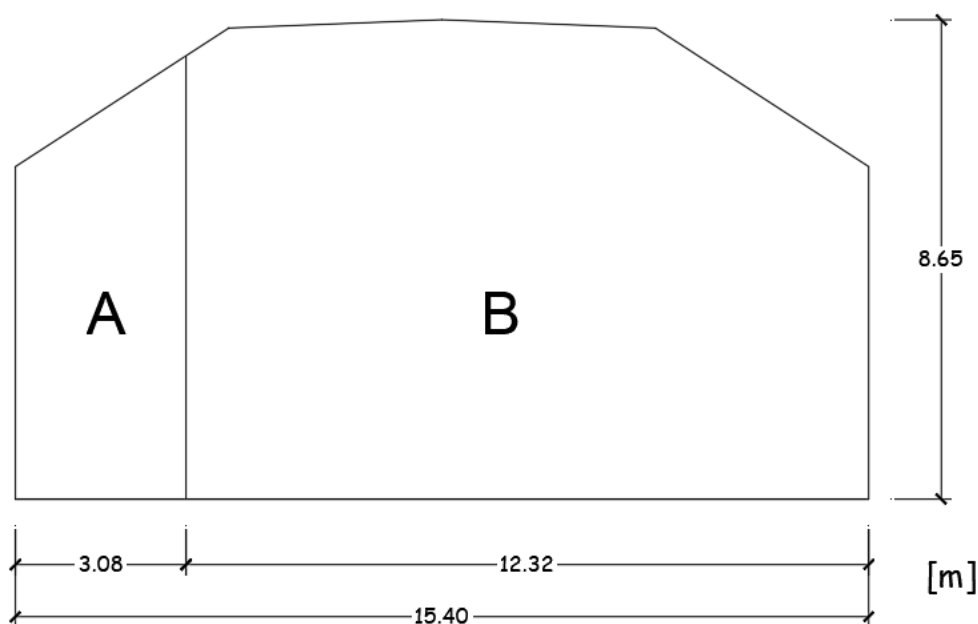


Figura 3.6 - Zonas em paredes verticais com as respetivas dimensões em metros segundo a direção transversal

A relação $h/d = 0,56$. Então, de acordo com a norma deverá ser feita uma interpolação linear.

Feita então a interpolação linear, a tabela 3.8 apresenta os valores dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais em cada zona de acordo com a relação h/d .

Tabela 3.8 - Valores adotados para os coeficientes de pressão exterior para paredes verticais

h/d	Zona									
	A		B		C		D		E	
	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
0,56	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,74	1	-0,38	

2. Valores dos coeficientes de pressão exterior em paredes verticais segundo a direção longitudinal (90°)

Na figura 3.7 encontra-se representado o alçado lateral onde se exemplifica a análise dos coeficientes de pressão exterior nas paredes.

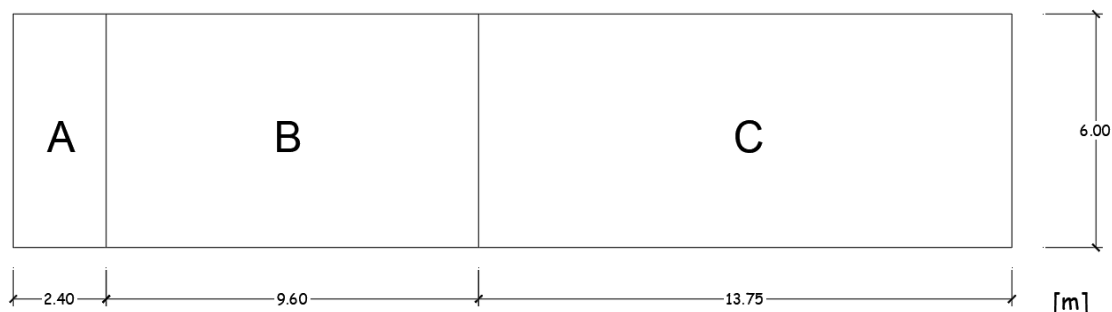
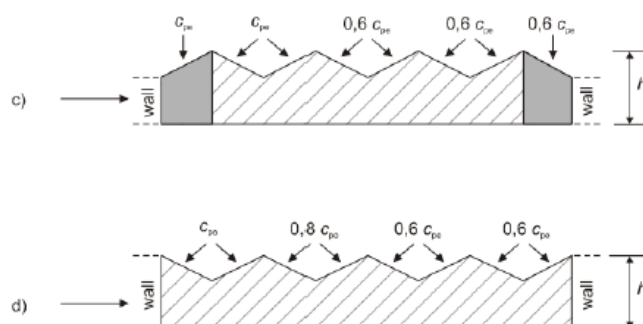


Figura 3.7 - Zonas em paredes verticais com as respetivas dimensões em metros segundo a direção longitudinal

Dado que a relação $h/d = 0,23$, os valores dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais em cada zona são os apresentados na Tabela 3.7 para a relação $h/d \leq 0,25$.

b) Coeficientes de pressão exterior para coberturas

A norma divide os coeficientes de pressão exterior para as coberturas de acordo com a sua forma, isto é, são diferenciados os coeficientes de pressão exterior consoante o número de vertentes existentes na cobertura. Desta forma, de acordo com a sua configuração, a cobertura da estrutura em estudo é uma cobertura múltipla.



Legenda:

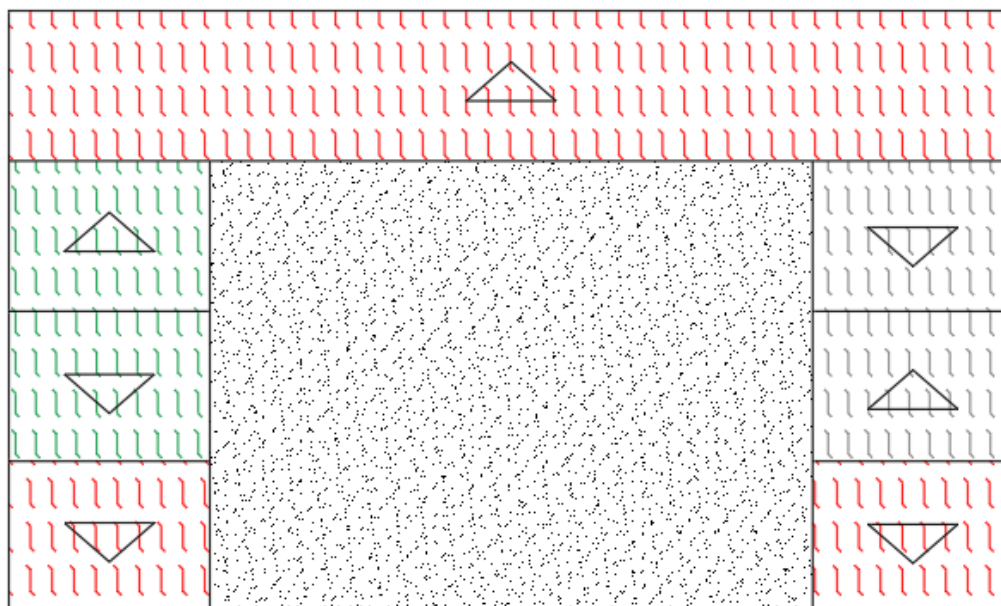
wall parede

NOTA 1: Na configuração b) deverão ser considerados dois casos, conforme o sinal do coeficiente de pressão c_{pe} na primeira nave.

NOTA 2: Na configuração c), o primeiro valor de c_{pe} corresponde ao da cobertura de uma vertente; o segundo e todos os valores seguintes de c_{pe} correspondem aos da cobertura de duas vertentes com revessa.

Figura 3.8 - Coberturas múltiplas (Figura 7.10 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

A configuração c) é a mais idêntica à da cobertura em estudo. De acordo com a NOTA 2 da cláusula 7.2.7(3) [4], presente na Figura 3.8, deve adotar-se como primeiro valor de C_{pe} o valor correspondente ao da cobertura de uma vertente. Os restantes valores de C_{pe} correspondem aos da cobertura de duas vertentes com revessa. Sendo assim, na Figura 3.9 é apresentada em planta a abordagem feita a toda a cobertura de modo a atribuir os corretos coeficientes de pressão exterior de acordo com a configuração de cada parte da cobertura.



Legenda :





-  – Cobertura de uma vertente
-  – Cobertura de duas vertentes com revessa
-  – Cobertura de duas vertentes com bordos amansardados
-  – Cobertura em terraço com bordos em aresta viva

Figura 3.9 - Identificação das diferentes partes da cobertura

Como é possível observar na Figura 3.9, a cobertura é dividida em quatro partes. Em seguida é apresentada a abordagem feita a cada parte da cobertura de modo a obter os respetivos coeficientes de pressão exterior. Posteriormente (figura 3.13), será apresentada uma planta representativa da cobertura com as diferentes zonas atribuídas em cada parte, bem como as tabelas com os respetivos valores dos coeficientes de pressão exterior (tabelas 3.14, 3.15, 3.16, 3.17, 3.18 e 3.19).

1. Cobertura de uma vertente

Os coeficientes de pressão exterior para as coberturas de uma vertente dependem diretamente do ângulo entre cobertura e o eixo horizontal bem como das dimensões da estrutura. De seguida são apresentadas na figura 3.10 as diferentes zonas em coberturas de uma vertente.

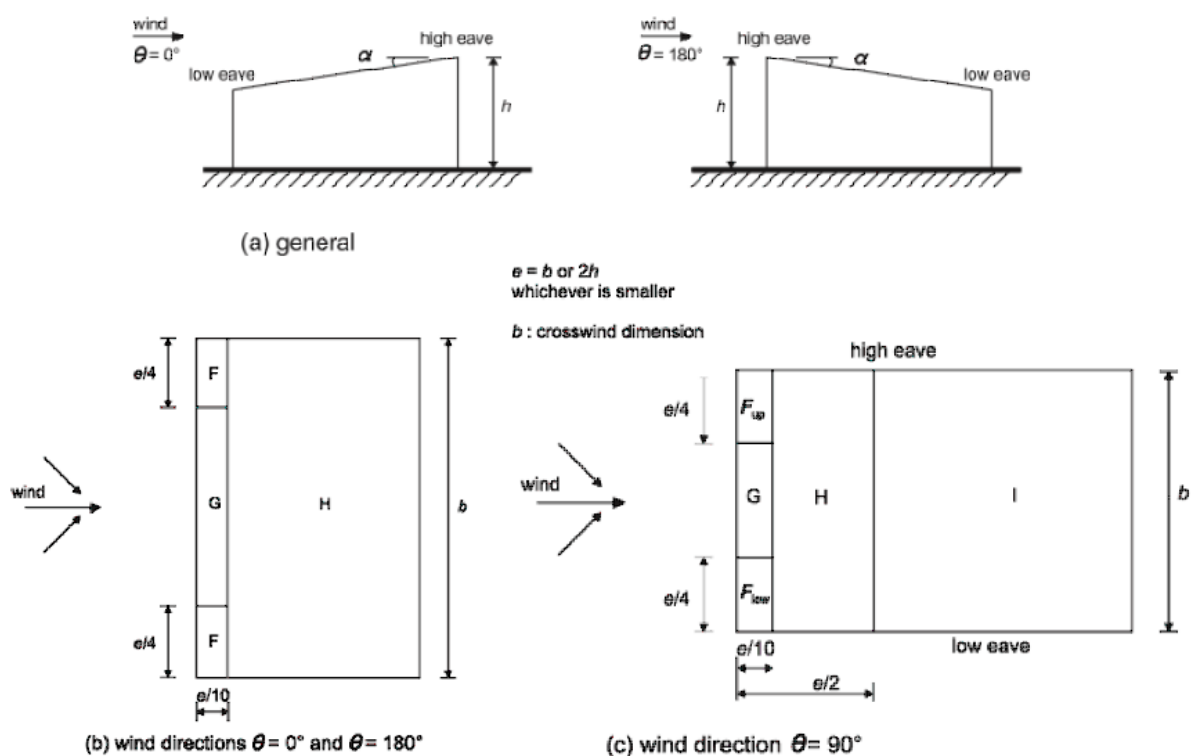


Figura 3.10 - Zonas em coberturas de uma vertente (Figura 7.7 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

Nas tabelas seguintes são apresentados os valores dos coeficientes de pressão exterior para coberturas de uma vertente.

Tabela 3.9 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de uma vertente na direção transversal (Quadro 7.3a da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

Ângulo de inclinação α	Zona; Direcção do vento $\theta=0^{\circ}$						Zona; Direcção do vento $\theta=180^{\circ}$					
	F		G		H		F		G		H	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+ 0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Tabela 3.10 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de uma vertente na direção transversal (Quadro 7.3b da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

Ângulo de inclinação α	Zona; Direcção do vento $\theta = 90^\circ$									
	F_{up}		F_{low}		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

NOTA 1: Com $\theta = 0^\circ$ (ver o Quadro a)), a pressão varia rapidamente entre valores positivos e negativos para inclinações entre $\alpha = +5^\circ$ e $\alpha = +45^\circ$, razão pela qual são fornecidos valores positivos e negativos. Para estas coberturas deverão ser considerados dois casos: um com todos os valores positivos e um outro com todos os valores negativos. Não é permitida a mistura, numa mesma vertente, de valores positivos com valores negativos.

NOTA 2: Para ângulos intermédios de inclinação da vertente, poderá ser efectuada uma interpolação linear entre valores com o mesmo sinal. Os valores iguais a 0,0 são fornecidos para efeitos de interpolação.

O ângulo existente entre a cobertura e o eixo horizontal é de $\alpha=33^\circ$. Desta forma, e por serem bastante próximos, por uma questão de simplificação são utilizados os coeficientes de pressão exterior relativos a $\alpha=30^\circ$.

2. Cobertura de duas vertentes

Para a cobertura de duas vertentes, como já referido anteriormente, é feita uma análise da cobertura com revessa como é possível ver na Figura 3.11.

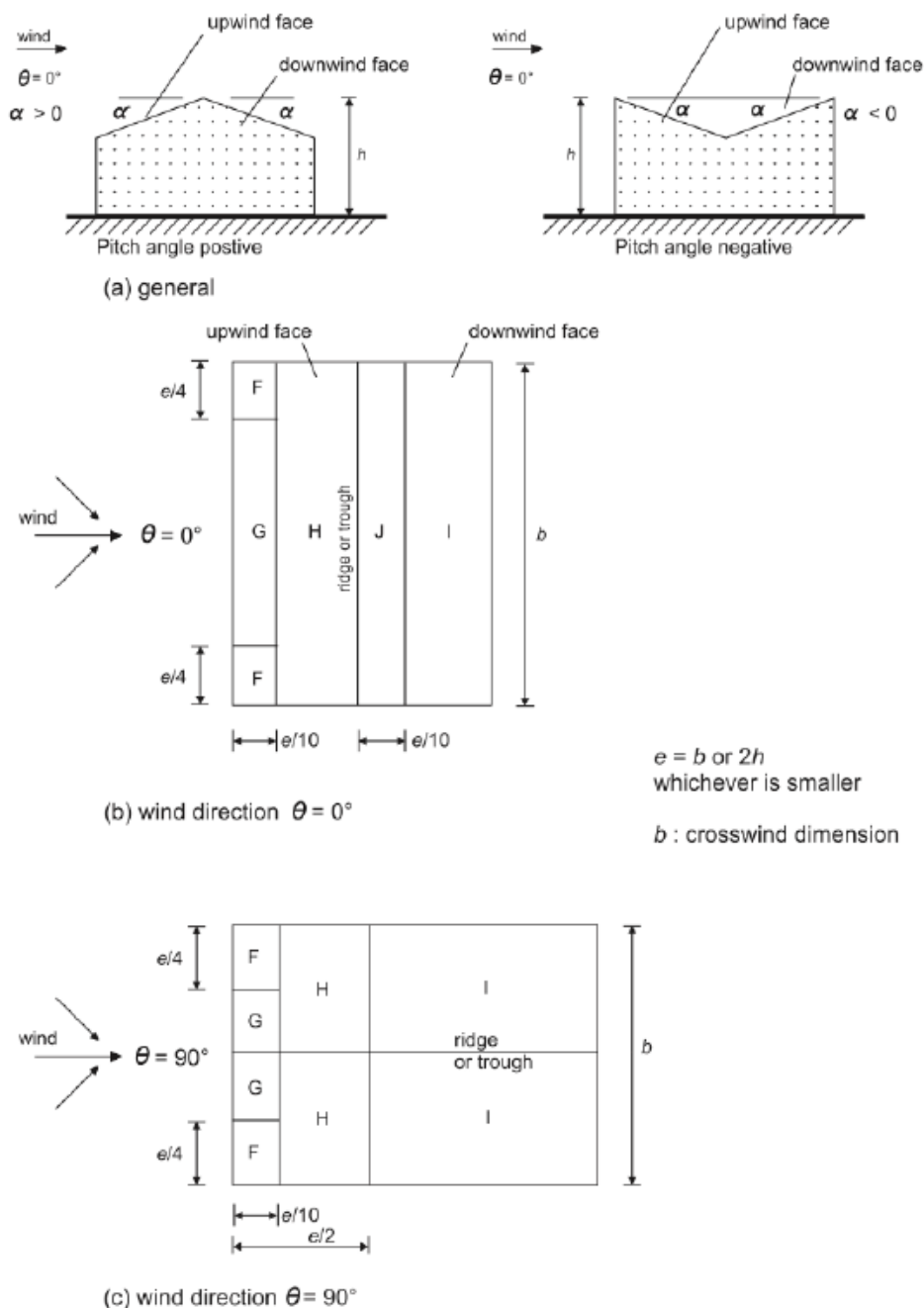


Figura 3.11 - Zonas em coberturas de duas vertentes (Figura 7.7 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

Os valores dos coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes são apresentados nas tabelas seguintes.

Tabela 3.11 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes na direção transversal (Quadro 7.4a da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

Ângulo de inclinação α	Zona; Direcção do vento $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

NOTA 1 : Com $\theta = 0^\circ$ e para inclinações entre $\alpha = -5^\circ$ e $\alpha = +45^\circ$, a pressão varia rapidamente entre valores positivos e negativos na vertente virada a barlavento, razão pela qual são fornecidos valores positivos e negativos. Para estas coberturas deverão ser considerados quatro casos, em que os valores maiores ou menores em todas as áreas F, G e H são combinados com os valores maiores ou menores nas áreas I e J. Não é permitida a mistura, numa mesma vertente, de valores positivos com valores negativos.

NOTA 2: Para ângulos de inclinação intermédios entre ângulos com o mesmo sinal, poderá ser efectuada uma interpolação linear entre valores com o mesmo sinal. (Não efectuar interpolação entre $\alpha = +5^\circ$ e $\alpha = -5^\circ$, mas antes utilizar os valores relativos às coberturas em terraço indicados em 7.2.3). Os valores iguais a 0,0 são fornecidos para efeitos de interpolação.

Tabela 3.12 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes na direção longitudinal (Quadro 7.4b da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

Ângulo de inclinação α	Zona; Direcção do vento $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Pelas razões referidas anteriormente, para a cobertura de duas vertentes são utilizados os coeficientes de pressão exterior relativos a $\alpha = -30^\circ$.

3. Cobertura em terraço

Os coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço são determinados em função da sua forma. Apresenta-se na figura 3.12 os diferentes tipos de cobertura em terraço bem como as diferentes zonas.

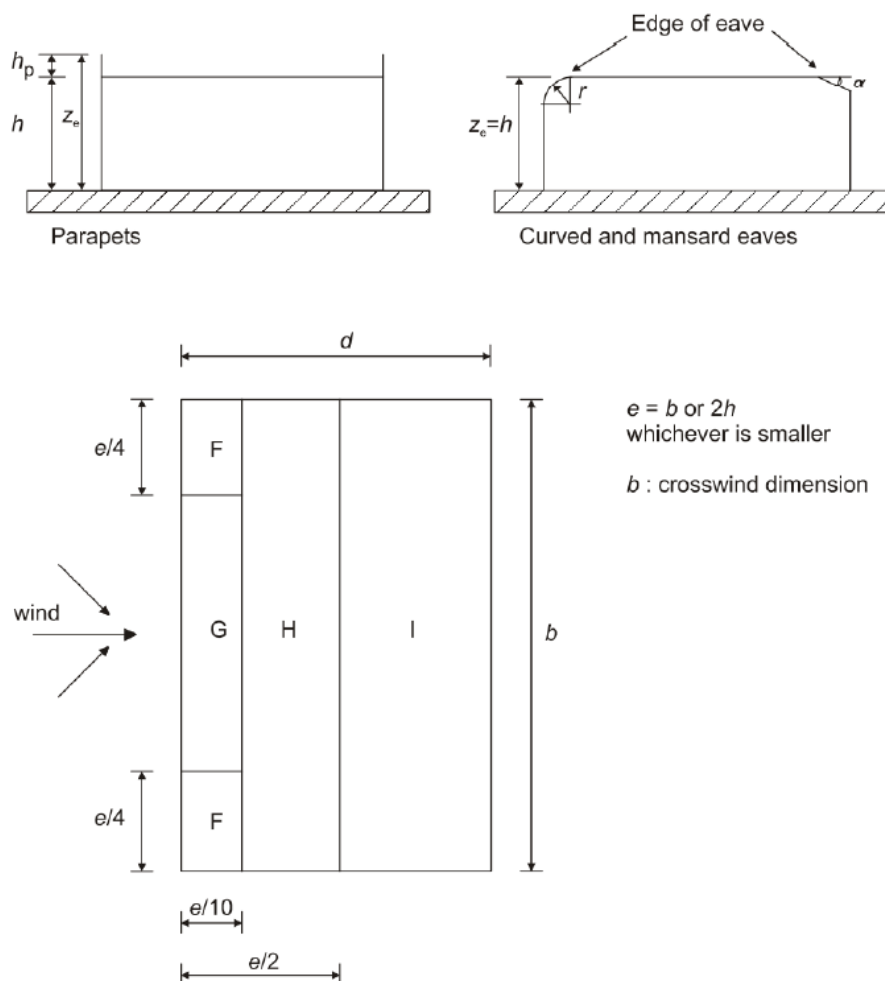


Figura 3.12 - Zonas das coberturas em terraço (Figura 7.6 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

A cobertura em estudo apresenta bordos em aresta viva. Seguidamente são indicados os valores dos coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço.

Tabela 3.13 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço (Quadro 7.2 da NP EN 1991-1-4, 2010) [4]

Tipo de cobertura		Zona							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Bordos em aresta viva		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
Com platibanda	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
Bordos arredondados	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	
								-0,2	
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	
								-0,2	
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	
								-0,2	
Bordos amansardados	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	
								-0,2	
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	
								-0,2	
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	
								-0,2	

A norma fornece diferentes valores para a Zona I com o intuito de serem considerados ambos os valores. Sendo assim, são atribuídos os valores dos coeficientes de pressão exterior em terraços com bordos em aresta viva e terraços com bordos amansardados com $\alpha=30^\circ$.

Voltando agora a analisar a cobertura de um ponto de vista global, apresenta-se na figura 3.13 uma planta representativa da cobertura onde se identificam as diferentes zonas.

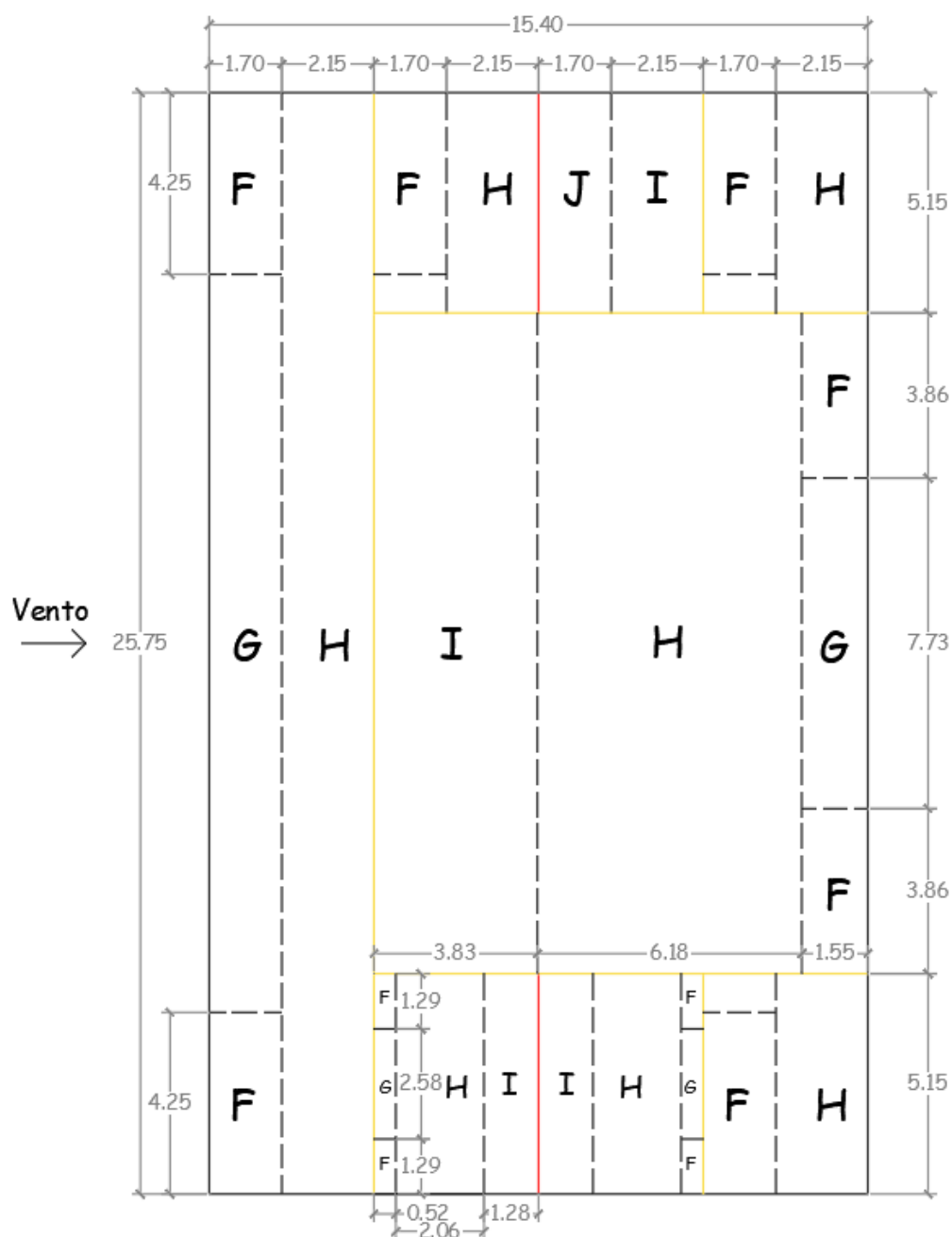


Figura 3.13 - Planta representativa da cobertura devidamente identificada de acordo com as diferentes zonas com $\theta=0^\circ$ e $\theta=180^\circ$

É feita uma análise idêntica para a direção do vento $\theta=90^\circ$, para que possam ser identificadas as diferentes zonas em toda a cobertura. Desta forma, seguidamente são apresentadas tabelas com os coeficientes de pressão exterior de acordo com os diferentes tipos de cobertura.

Tabela 3.14 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para a cobertura de uma vertente com $\theta=0^\circ$ e $\theta=180^\circ$

Coeficientes de pressão exterior para a cobertura de uma vertente												
Ângulo de inclinação α	$\Theta = 0^\circ$						$\Theta = 180^\circ$					
	Zona											
	F		G		H		F		G		H	
	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
	30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8
0,7		0,7		0,4								

Tabela 3.15 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para a cobertura de uma vertente com $\theta=90^\circ$

Coeficientes de pressão exterior para a cobertura de uma vertente											
Ângulo de inclinação α	$\theta = 90^\circ$										
	Zona										
	F up		Flow		G		H		I		
	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2	-1,5	-2	-1	-1,3	-0,8	-1,2	

Tabela 3.16 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para a cobertura de duas vertentes com $\theta=0^\circ$

Coeficientes de pressão exterior para a cobertura de duas vertentes											
Ângulo de inclinação α	$\theta = 0^\circ$										
	Zona										
	F		G		H		I		J		
	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	
-30	-1,1	-2	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4	

Tabela 3.17 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para cobertura de duas vertentes com $\theta=90^\circ$

Coeficientes de pressão exterior para a cobertura de duas vertentes									
Ângulo de inclinação α	$\theta = 90^\circ$								
	Zona								
	F		G		H		I		
	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	
-30	-1,5	-2,1	-1,2	-2	-1	-1,3	-0,9	-1,2	

Tabela 3.18 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para a cobertura de duas vertentes com bordos amansardados

Coeficientes de pressão exterior para a cobertura de duas vertentes com bordos amansardados									
Tipos de cobertura		Zona							
		F		G		H		I	
		Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
Bordos amansardados	$\alpha=30^\circ$	-1	-1,5	-1	-1,5	-0,3		0,2	
								-0,2	

Tabela 3.19 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço

Coeficientes de pressão exterior para a cobertura em terraço									
Tipos de cobertura		Zona							
		F		G		H		I	
		Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
Bordos em aresta viva		-1,8	-2,5	-1,2	-2	-0,7	-1,2	0,2	
								-0,2	

Como é possível observar nas tabelas anteriores, existem diversos coeficientes de pressão exterior para os diferentes tipos e zonas de cobertura. Deste modo, para o cálculo da pressão exercida pelo vento numa superfície, é considerado o valor mais desfavorável do coeficiente de pressão exterior $C_{pe,10} = -2,1$.

3.3.2.4 - Coeficientes de pressão interior

De acordo com a norma os coeficientes de pressão interior dependem das dimensões e da distribuição das aberturas na envolvente. Não sabendo se futuramente irá haver mais aberturas nas fachadas é considerado o caso mais gravoso atribuindo os valores para os coeficientes de pressão interior de 0,2 e -0,3.

Definidos os coeficientes de pressão exterior e interior, substituindo-os nas equações 3.10 e 3.11, temos que:

$$W_e = -2,16 \text{ kN/m}^2$$

$$W_i = 0,21 \text{ kN/m}^2$$

Tendo em conta a observação da figura 3.2, é feita a resultante das pressões exercidas pelo vento numa superfície e é possível concluir que a estrutura, no caso mais desfavorável, está

sujeita a um efeito de sucção. Sendo assim, para efeitos de cálculo, será considerada a pressão exercida pelo vento de:

$$W = -2,37 \text{ kN/m}^2$$

3.3.3 Ação da neve

O valor da ação da neve é calculado de acordo com a NP EN 1991-1-3, 2009 [3].

3.3.3.1 Ação da neve na cobertura

O valor da ação da neve sobre a cobertura (S) é dado pela seguinte expressão:

$$S = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (3.12)$$

Em que:

μ_1 é o coeficiente de forma para a carga de neve;

C_e é o coeficiente de exposição;

C_t é o coeficiente térmico;

S_k é o valor característico da carga da neve ao nível do solo no local considerado em kN/m^2 .

O valor característico da carga da neve ao nível do solo (S_k) depende do coeficiente de zona C_z e da altura H , como é possível verificar na seguinte equação.

$$S_k = C_z \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (3.13)$$

Como já referido anteriormente, a estrutura em estudo situa-se em Alcácer do Sal com uma altitude (H) de 18 m. Em seguida é apresentado o mapa de zoneamento de neve em Portugal presente no Anexo Nacional [3], com o objetivo de obter o coeficiente de zona.

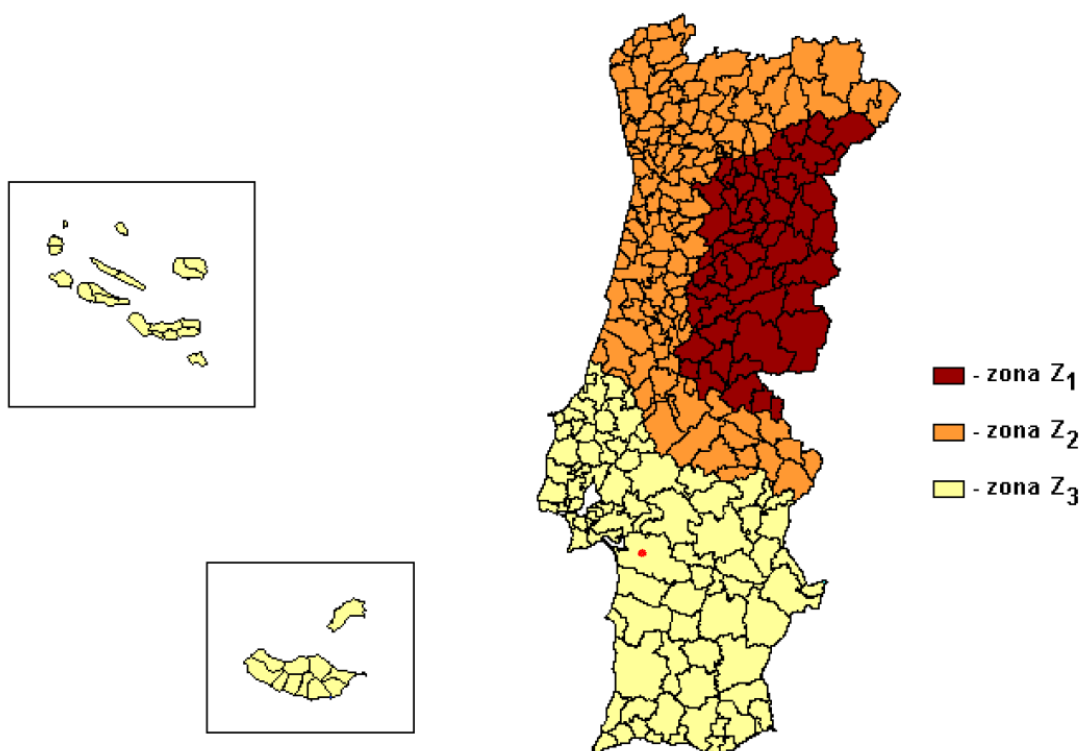


Figura 3.14 - Mapa de zoneamento de neve em Portugal (Figura do Anexo Nacional da NP EN 1991-1-3, 2009) [3]

A zona de implantação da estrutura situa-se próximo do ponto vermelho assinalado no mapa de zoneamento de neve em Portugal. Sendo assim, é possível inserir a estrutura na zona Z_3 , que de acordo com o Anexo Nacional [3], tem um coeficiente de zona de 0,1.

Substituindo estes valores na equação 3.13:

$$S_k = 0,1 \text{ kN/m}^2$$

Na tabela 3.20 são apresentados os valores dos coeficientes de forma de acordo com o ângulo de inclinação da vertente.

Tabela 3.20 - Coeficientes de forma para a carga da neve (Quadro 5.2 da NP EN 1991-1-3, 2009) [3]

Ângulo de inclinação da vertente α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Sabendo que o ângulo de inclinação da vertente é de 33° , o coeficiente de forma μ_1 é igual a 0,72.

O coeficiente de exposição C_e depende da topografia do terreno. Na tabela 3.21 são apresentados os valores de C_e recomendados pela norma para diferentes topografias, sendo que o terreno onde se prevê a implantação da estrutura é exposto ao vento.

Tabela 3.21 - Valores recomendados de C_e para diferentes topografias (Quadro 5.1 da NP EN 1991-1-3, 2009) [3]

Topografia	C_e
Exposta ao vento ^{a)}	0,8
Normal ^{b)}	1,0
Abrigada ^{c)}	1,2
<p>a) Topografia exposta ao vento: zonas planas, sem obstáculos e expostas de todos os lados, sem ou com pouco abrigo conferido pelo terreno, por construções mais altas ou por árvores.</p> <p>b) Topografia normal: zonas nas quais não há uma remoção significativa da neve pelo vento, devido à configuração do terreno, à existência de outras construções ou de árvores.</p> <p>c) Topografia abrigada: zonas tais que a construção em causa fica a um nível consideravelmente mais baixo que o do terreno circundante ou que está rodeada por árvores altas e/ou por outras construções mais altas.</p>	

O coeficiente térmico C_t é usado com o intuito de redução de cargas de neve em coberturas com elevada transmissão térmica, que é o caso de coberturas em vidro. Para todos os outros casos a norma recomenda $C_t = 1,0$.

Substituindo todos os valores na equação 3.12:

$$S = 0,06 \text{ kN/m}^2$$

São referidos pela norma alguns casos de estudo de acordo com o número de vertentes da cobertura. Visto que a força exercida pela neve na cobertura é consideravelmente baixa o efeito da mesma no dimensionamento da estrutura é desprezado.

3.3.4 Ação sísmica

O efeito da ação sísmica é calculado de acordo com a NP EN 1998-1 2010 [7], sendo este dependente de alguns fatores e representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno. Em seguida é descrito o procedimento para a obtenção do espectro de resposta elástica.

3.3.4.1 - Zoneamento sísmico

De acordo com a norma, os territórios nacionais são divididos pelas autoridades nacionais em zonas sísmicas dependendo da sismicidade do local, sendo esta admitida como constante em cada zona. Na figura 3.15 apresenta-se o mapa de zoneamento sísmico em Portugal Continental.

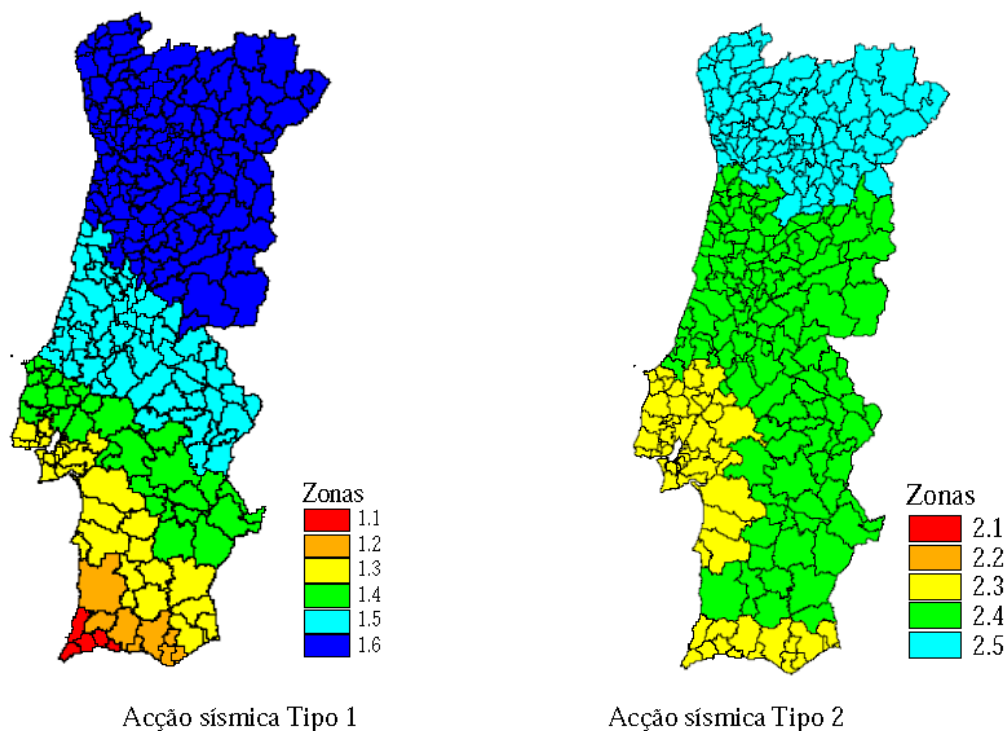


Figura 3.15 - Zoneamento sísmico em Portugal Continental (Figura NA. I da NP EN 1998-1, 2010) [7]

Em Portugal existe a necessidade de considerar dois tipos de ação sísmica devido ao facto de haver dois cenários de geração dos sismos que podem afetar Portugal.

- Ação Sísmica Tipo 1 - Cenário designado de “afastado” que em geral é referente aos sismos com epicentro na região Atlântica.
- Ação Sísmica Tipo 2 - Cenário designado de “próximo” que em geral é referente aos sismos com epicentro no território Continental ou no Arquipélago dos Açores.

Na tabela 3.22 apresenta-se, para a zona em estudo, para cada tipo de ação sísmica a zona correspondente e o valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A.

Tabela 3.22 - Caracterização da ação sísmica no município de Alcácer do Sal (adaptado do Anexo Nacional NA. I da NP EN 1998-1, 2010) [7]

Portugal Continental		Ação Sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}(m/s^2)$	Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}(m/s^2)$
1501	Alcácer do Sal	1,3	1,5	2,3	1,7

3.3.4.2 - Tipo de terreno

O tipo de terreno é outro dos fatores que tem influência no efeito da ação sísmica. Na tabela 3.23 são apresentados os diversos tipos de terreno, assim como a sua descrição e parâmetros caracterizadores.

Tabela 3.23 - Tipos de terreno (Quadro 3.1 da NP EN 1998-1, 2010) [7]

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	—	—
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rijas, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	—	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Não tendo sido possível o acesso ao perfil estratigráfico do terreno onde se prevê a implantação da estrutura, para efeitos de dimensionamento da mesma, e após uma visita ao local, considerou-se este como sendo um terreno de tipo B.

3.3.4.3 - Classes de importância e coeficientes de importância

De acordo com a norma, em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso, os edifícios podem ser classificados em quatro classes (tabela 3.24).

Tabela 3.24 - Classes de importância para os edifícios (Quadro 4.3 da NP EN 1998, 2010) [7]

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Desta forma, é possível inserir o edifício em estudo na Classe de Importância II. O anexo nacional fornece os valores dos coeficientes de importância em função da classe de importância a adotar em Portugal.

Tabela 3.25 - Coeficientes de importância γ_I (Quadro NA. II da NP EN 1998, 2010) [7]

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

De acordo com a norma, os coeficientes de importância são considerados no espectro de resposta elástica através da seguinte equação.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (3.14)$$

3.3.4.4 - Espectros de resposta elástica

Estando definidos o zoneamento sísmico, o tipo de terreno bem com as classes e os coeficientes de importância é então possível definir os espectros de resposta elástica. Os espectros de resposta elástica são divididos em componentes horizontal e vertical.

1. Espectro de resposta elástica horizontal

O espectro de resposta elástica, $S_e(T)$, para as componentes horizontais é definido pelas seguintes equações:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.15)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.17)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.18)$$

Em Portugal, na definição dos espectros de resposta elástica, o valor do parâmetro S é determinado através das seguintes expressões:

$$a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 : S = S_{max} \quad (3.19)$$

$$1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 : S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \cdot (a_g - 1) \quad (3.20)$$

$$a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 : S = 1,0 \quad (3.21)$$

O valor do coeficiente de correção do amortecimento η , é dado pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.22)$$

Sendo a estrutura constituída por perfis em aço, é considerado para efeitos de cálculo sísmico um coeficiente de amortecimento de 2%.

Os valores recomendados pelo Anexo Nacional [7], para os parâmetros definidores do espectro de resposta elástico são os constantes nas tabelas 3.26 e 3.27, para ação sísmica do tipo 1 e do tipo 2 respetivamente.

Tabela 3.26 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do Tipo 1 (Quadro NA-3.2 da NP EN 1998-1, 2010) [7]

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 3.27 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do Tipo 2 (Quadro NA-3.3 da NP EN 1998-1, 2010) [7]

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

2. Espectros de resposta elástica vertical

O espectro de resposta elástica, $S_{ve}(T)$, para as componentes verticais é definido pelas seguintes equações:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3.23)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3.24)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.25)$$

$$T_C \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.26)$$

Desta forma, apresentam-se seguidamente os valores recomendados pelo anexo nacional dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica vertical para cada tipo de ação sísmica.

Tabela 3.28 - Valores recomendados dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elástica verticais (Quadro NA-3.4 da NP EN 1998-1, 2010) [7]

Acção sísmica	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,0
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,0

Definidos todos os valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elástica são seguidamente apresentados os espectros de resposta elástica horizontal e vertical para as ações sísmicas do tipo 1 e tipo 2.

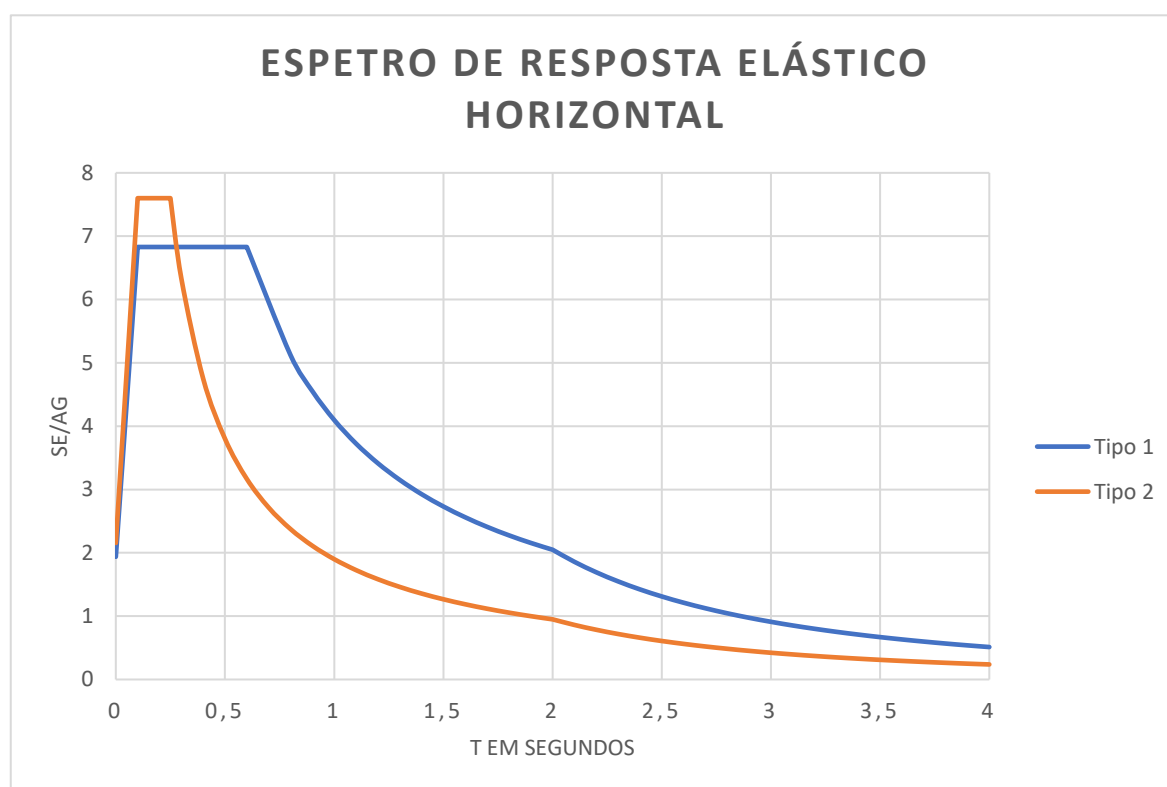


Figura 3.16 - Espectro de resposta elástico horizontal do tipo 1 e do tipo 2

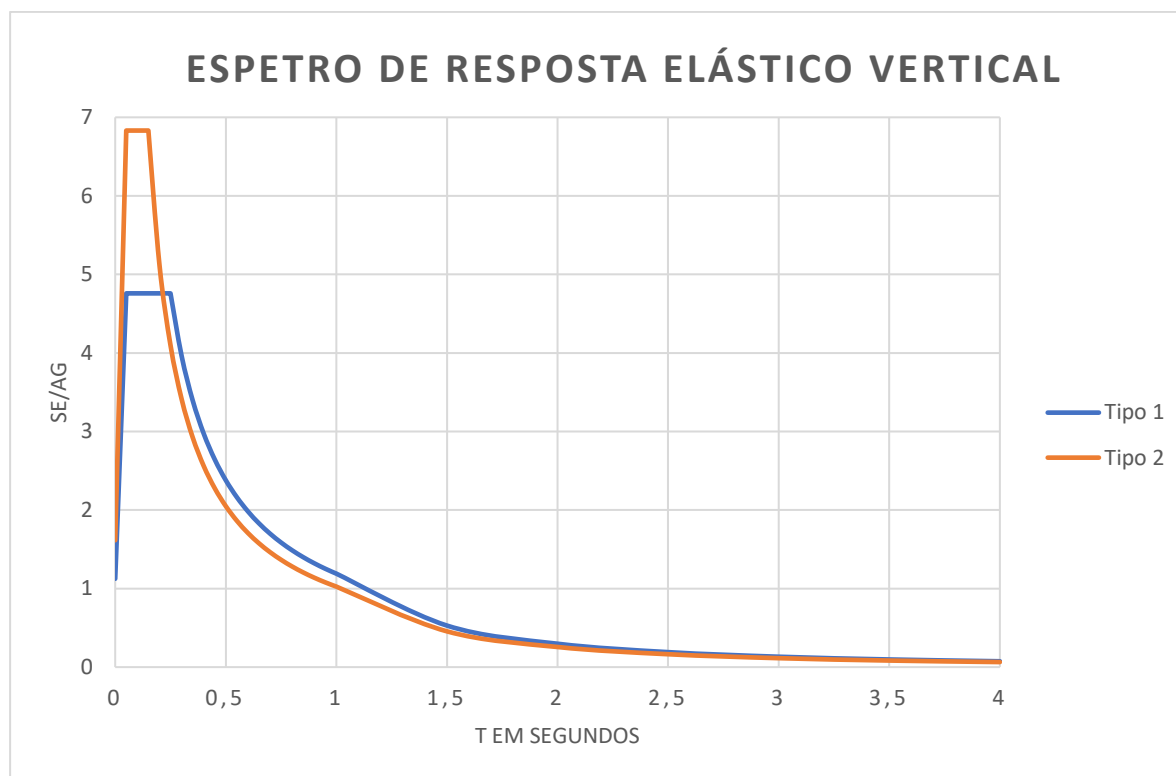


Figura 3.17 - Espetro de resposta elástico vertical do tipo 1 e do tipo 2

3.4 Ações acidentais

As ações acidentais são ações com baixa probabilidade de atuarem em todo o tempo de vida útil da estrutura. No presente trabalho, dado o tipo de utilização pretendido, não serão contabilizadas qualquer tipo de ações acidentais no dimensionamento da estrutura.

3.5 Combinação de ações

Dado como concluído todo o processo de quantificação de ações deve então ser feita a combinação das mesmas. As combinações de ações são feitas de acordo com NP EN 1990, 2009 [1], tendo em conta dois estados limites, estados limites últimos e estados limites de utilização.

3.5.1 Estados limites últimos

Os estados limites últimos dizem respeito a situações de rotura ou colapso. É de facto importante e indispensável a sua verificação pois quando ultrapassados estes podem causar graves danos na estrutura pondo em risco os próprios utilizadores ou estruturas vizinhas.

As verificações de segurança são feitas de acordo com a resistência das secções, a resistência dos elementos à encurvadura e a resistência das ligações dos elementos estruturais.

As combinações de ações para situação de projeto persistente ou transitório estão descritas na NP EN 1990 [1], e são expressas por:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 2} \gamma_{Q,j} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.27)$$

As combinações de ações para situações de projeto sísmico são feitas de acordo com a seguinte expressão:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.28)$$

São apresentados de seguida os valores recomendados pelo Anexo Nacional [1], para os coeficientes ψ para edifícios os valores de cálculo das ações.

Tabela 3.29 - Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios (Quadro A1.1 da NP EN 1990, 2009) [1]

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, $30 \text{ kN} < \text{peso dos veículos} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Ação da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) ^{*)}			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Ação do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
<p>NOTA: Os valores de ψ poderão ser definidos no Anexo Nacional.</p> <p>^{*)} Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.</p>			

Tabela 3.30 - Valores de cálculo das ações (EQU) (Conjunto A) (Quadro A1.2(A) da NP EN 1990, 2009) [1]

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acção variável de base da combinação ^{*)}	Acções variáveis acompanhantes	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Expressão 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
<p>^{*)} As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1.</p> <p>NOTA 1: Os valores de γ poderão ser definidos no Anexo Nacional. O conjunto de valores recomendados para γ é:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,10$ $\gamma_{G,inf} = 0,90$ $\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis) $\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)</p> <p>NOTA 2: Nos casos em que a verificação do equilíbrio estático também envolva a resistência dos elementos estruturais, como alternativa às duas verificações separadas baseadas nos Quadros A1.2(A) e A1.2(B) poderá ser adoptada uma verificação combinada, caso o Anexo Nacional o permita, baseada no Quadro A1.2(A) e com o seguinte conjunto de valores recomendados, que poderão ser alterados nesse Anexo:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,35$ $\gamma_{G,inf} = 1,15$ $\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis) $\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)</p> <p>desde que a aplicação de $\gamma_{G,inf} = 1,00$, tanto às parcelas favoráveis como desfavoráveis das acções permanentes, não produza um efeito mais desfavorável.</p>					

3.5.2 Estados limites de utilização

Os estados limites de utilização referem-se às condições de utilização do edifício. Estes quando ultrapassados podem não resultar em graves danos para a estrutura, mas é de evitar que tal aconteça. Desta forma, existem alguns aspetos a ter em consideração tais como:

- Deformações que afetem o aspeto ou elementos secundários;
- Conforto dos utilizadores;
- Vibrações da estrutura que afete o conforto do utilizador.

De acordo com a norma, a verificação dos estados limites de utilização determina três combinações, a combinação característica, a combinação frequente e a combinação quase permanente.

Tabela 3.31 - Valores de cálculo das ações a utilizar na combinação de ações (Quadro A1.4 da NP EN 1990, 2009) [1]

Combinação	Ações permanentes G_d		Ações variáveis Q_d	
	Desfavoráveis	Favoráveis	De base da combinação	Outras
Característica	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Frequente	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quase-permanente	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

1. Combinação característica

A combinação característica é a que a estrutura irá sofrer poucas vezes ao longo da sua vida útil e é dada por:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.29)$$

2. Combinação frequente

A combinação frequente como o próprio nome indica é a que a estrutura irá sofrer várias vezes na sua vida útil e é dada por:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.30)$$

3. Combinação quase-permanente

A combinação quase frequente é a que a estrutura irá sofrer em mais de 50% da sua vida útil e é dada por:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.31)$$

3.6 Deslocamentos

Os deslocamentos nas estruturas podem ser verticais bem como horizontais e devem ser verificados nos estados limites de utilização.

3.6.1 Deslocamentos verticais

De acordo com o Anexo Nacional da NP EN 1993-1-1, 2010 [5], são apresentados na figura 3.18 os deslocamentos verticais máximos.

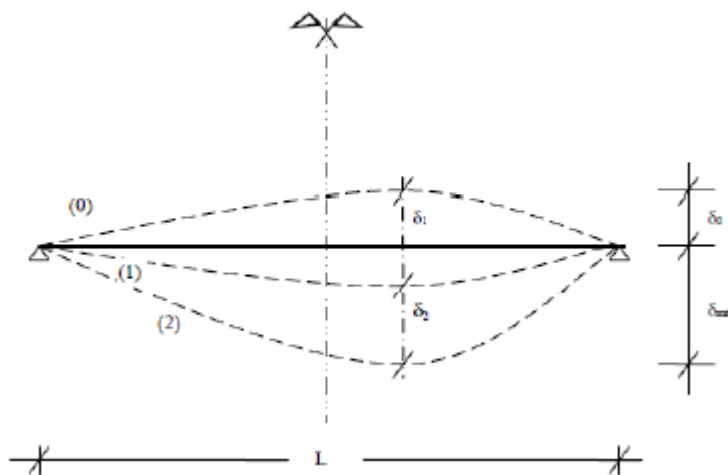


Figura 3.18 - Deslocamentos verticais a considerar (Figura NA.1 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]

Onde:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (3.32)$$

Na tabela 3.32 apresentam-se os valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais.

Tabela 3.32 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (Quadro NA.I da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]

Condições	Limites (ver a Figura NA.I)	
	δ_{max}	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando δ_{max} possa afectar o aspecto do edifício	L/250	-
<i>NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.</i>		

3.6.2 Deslocamentos horizontais

De acordo com o Anexo Nacional da NP EN 1993-1-1, 2010 [5], caso não sejam acordados outros valores com o dono de obra os valores recomendados para os deslocamentos horizontais são os seguintes:

- Pórticos sem aparelhos de elevação: $h/150$;
- Outros edifícios só de um piso: $h/300$;
- Em edifícios de vários pisos (em cada piso): $h/300$;
- Em edifícios de vários pisos (na estrutura globalmente): $h_0/500$.

Onde h é a altura da coluna ou do piso e h_0 é a altura da estrutura.

Capítulo 4 - Cálculo do sistema estrutural

4.1 Introdução

O presente capítulo é dedicado ao dimensionamento do sistema estrutural e tem como objetivo a definição dos materiais, das secções e das soluções preconizadas para cada elemento da estrutura, tendo em conta os elementos não estruturais, bem como as ações a que está solicitado. Desta forma, é apresentado o cálculo que levou à definição dos elementos do sistema estrutural.

4.2 Materiais

A estrutura em estudo é constituída por seis pórticos com dois pisos, compostos por perfis metálicos [11] e assentes em fundações de betão armado. A cobertura é composta por painéis sandwich imitação de telha [9], a laje do piso 2 é uma laje mista da Arcelormittal [12], e a laje do piso 1 é composta por uma grelha de pavimento [10]. Na tabela 4.1 apresenta-se o peso próprio dos diferentes tipos de materiais utilizados na elaboração do projeto.

Tabela 4.1 - Peso próprio dos materiais

Materiais	Peso próprio	Un.
Painel sandwich	0,11	kN/m ²
Grelha de pavimento	0,22	kN/m ²
Laje mista	3,16	kN/m ²
Revestimento do piso 1	1,5	kN/m ²
Revestimento do piso 2	2	kN/m ²
Aço S275	78	kN/m ³
Betão armado	25	kN/m ³

4.3 Dimensionamento da estrutura metálica

A análise e o dimensionamento dos parâmetros de cálculo da estrutura são determinados de acordo com NP EN 1993-1-1, 2010 [5]. De acordo com a norma, os esforços são geralmente determinados através de análises de primeira ordem ou análises de segunda ordem. Uma análise de primeira ordem é feita quando são desprezáveis os efeitos da configuração deformada no aumento dos esforços ou no comportamento da estrutura. Numa análise de segunda ordem, devem ser considerados os efeitos da configuração deformada sempre que aumentem os efeitos das ações ou modifiquem o comportamento da estrutura de forma significativa [5]. Desta forma, é possível desprezar uma análise de segunda ordem se:

$$\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{Ed} \geq 10 \quad (\text{em análise elástica}) \quad (4.1)$$

$$\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{Ed} \geq 15 \quad (\text{em análise plástica}) \quad (4.2)$$

Uma análise global elástica baseia-se na hipótese de a relação tensão-deformação do material ser linear para qualquer nível de tensões atuantes, isto é, a estrutura não excede a tensão de cedência em nenhuma secção [5].

Numa análise global plástica são considerados os efeitos do comportamento não linear dos materiais no cálculo dos efeitos provocados pelas ações numa estrutura.

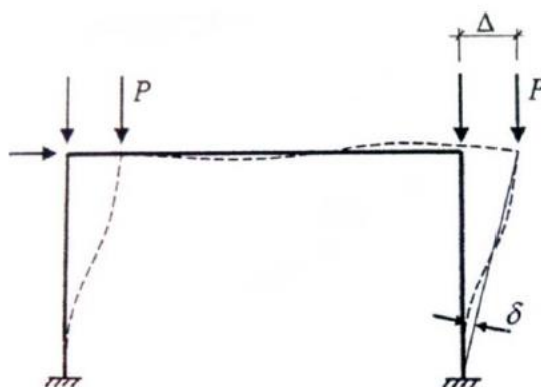


Figura 4.1 - Efeitos de 2ª Ordem em estruturas porticadas (efeitos P-Δ e P-δ) [8]

4.3.1 Classes de secções

A classe de uma secção é sempre dada pela maior classe dos elementos comprimidos que a constituem, isto é, a classificação de uma secção transversal depende da relação entre a largura e a espessura dos componentes comprimidos, tendo como objetivo saber quando é que a sua resistência e capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local [5] [8].

O EC3 preconiza 4 classes de resistência, sendo estas definidas como:

- Classe 1 - São aquelas onde se pode formar uma rotula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- Classe 2 - São aquelas que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- Classe 3 - São aquelas em que a tensão na fibra externa comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- Classe 4 - São aquelas em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

Apresenta-se de seguida na figura 4.2, o comportamento à flexão de secções em função da classe.

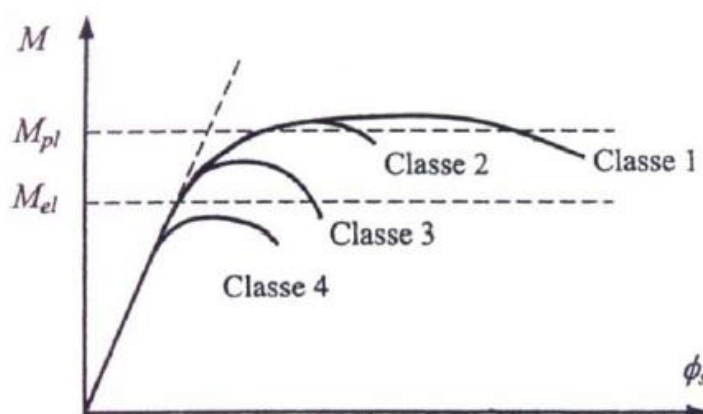


Figura 4.2 - Comportamento de secções à flexão [8]

Nas tabelas 4.2 e 4.3, são apresentados os limites máximos das relações largura-espessura para os componentes comprimidos.

Tabela 4.2 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Página 1 do quadro 5.2 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]

Componentes internos comprimidos						
						Eixo de flexão
						Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão		Componente solicitado à flexão e à compressão		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$		quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$		quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$		quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabela 4.3 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Página 2 do quadro 5.2 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]

Banzos em consola						
Secções laminadas				Secções soldadas		
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ ver a EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Como já referido anteriormente, para um correto dimensionamento o efeito de uma ação ou de uma combinação de ações não deve ser superior ao valor de calculo da resistência de uma secção. Dado que a NP EN 1993-1-1, 2010 [5], recomenda critérios de dimensionamento diferentes para classes diferentes de secções, a verificação de qualquer secção estará dependente do conhecimento prévio da classe da mesma.

4.3.2 Secções transversais sujeitas a esforço de tração

A verificação de um esforço de tração N_{Ed} atuante numa secção transversal deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (4.3)$$

Em caso de secções com furos, o valor de cálculo do esforço normal resistente de tração deve ser o menor dos seguintes valores:

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.4)$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4.5)$$

4.3.3 Secções transversais sujeitas a esforço de compressão

A verificação de um esforço de compressão N_{Ed} atuante numa secção transversal deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cRd}} \leq 1 \quad (4.6)$$

A norma diferencia o cálculo do esforço de compressão resistente numa secção transversal dependendo da classe.

Para as secções transversais de Classe 1,2 ou 3:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.7)$$

Para secções transversais de Classe 4:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.8)$$

4.3.4 Secções transversais sujeitas a momento fletor

A verificação do momento fletor M_{Ed} atuante numa secção transversal deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cRd}} \leq 1 \quad (4.9)$$

A norma também diferencia o valor de cálculo do momento fletor resistente de acordo com a classe.

Para secções transversais de Classe 1 ou 2:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.10)$$

Para secções transversais de Classe 3:

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.11)$$

Para secções transversais de Classe 4:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.12)$$

4.3.5 Secções transversais sujeitas ao esforço transversal

A verificação do esforço transversal V_{Ed} atuante numa secção transversal deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{cRd}} \leq 1 \quad (4.13)$$

De acordo com a norma, na ausência de torção, o valor de cálculo do esforço transversal é dado pela seguinte expressão:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (4.14)$$

Onde a área resistente ao esforço transversal para secções laminadas em I e H (secções usadas no dimensionamento da estrutura) com a carga paralela à alma é dada por a seguinte expressão:

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad (4.15)$$

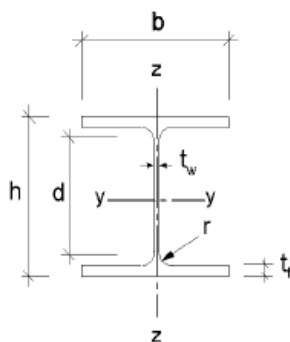


Figura 4.3 - Dimensões e eixos de uma secção laminada em I (adaptado da Figura 1.1 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]

Para o caso de um dimensionamento elástico, a verificação ao esforço transversal resistente deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y(\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1 \quad (4.16)$$

Onde a tensão tangencial é obtida através da seguinte expressão:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t} \quad (4.17)$$

Sendo que no caso de secções em I ou H, a tensão tangencial na alma pode ser dada pela seguinte expressão:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ se } A_f/A_w \geq 0,6 \quad (4.18)$$

Por último a norma exige no caso de almas sem reforços intermédios, uma verificação de resistência à encurvadura pela ação do esforço transversal dada pela seguinte condição:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (4.19)$$

Onde de acordo com a nota informativa da cláusula 6.2.6(6) o valor de η pode ser considerado 1,0.

4.3.6 Secções transversais sujeitas a esforço transversal e momento fletor

Uma secção quando sujeita a ação do esforço transversal em conjunto com o momento fletor são de acordo com a cláusula 6.2.8 exigidos alguns critérios de interação.

- No caso em que o esforço transversal seja inferior a metade do esforço transversal resistente plástico, o seu efeito sobre o momento fletor pode ser desprezado, exceto se a secção for reduzida pela encurvadura provocada pelo esforço transversal.
- Caso contrário, o momento fletor resistente reduzido deve ser considerado igual ao valor de cálculo da resistência da secção transversal, adotando uma tensão de cedência reduzida, dado por:

$$(1 - \rho)f_y \quad (4.20)$$

Em que:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \right)^2 \quad (4.21)$$

Na eventualidade de secções transversais em I com banzos iguais, o momento fletor resistente reduzido pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$M_{y,V.Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.22)$$

4.3.7 Secções transversais sujeitas a flexão desviada

No caso de uma secção transversal ser sujeita a flexão desviada, de acordo com a cláusula 6.2.9.1(6), pode adotar-se a seguinte condição:

$$\left| \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right|^\alpha + \left| \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right|^\beta \leq 1 \quad (4.23)$$

4.3.8 Secções transversais sujeitas à encurvadura devido à compressão

Qualquer elemento quando sujeito a um esforço de compressão deve ser verificado em relação à encurvadura de acordo com a seguinte expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (4.24)$$

Sendo que, de acordo com a norma o valor de cálculo da resistência à encurvadura de um elemento comprimido é diferenciado em função da classe.

Para secções transversais de Classes 1,2 e 3, a resistência à encurvadura é:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.25)$$

Para secções transversais de Classe 4, a resistência à encurvadura é:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.26)$$

O valor do coeficiente de redução para o modo de encurvadura, é determinado a partir da curva de encurvadura, através de:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mas } \chi \leq 1,0 \quad (4.27)$$

Em que:

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha \left(\bar{\lambda} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.28)$$

Onde a norma diferencia o valor da esbelteza normalizada em função da classe.

Para secções transversais de Classes 1,2 e 3, o valor da esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad (4.29)$$

Para secções transversais de Classe 4, o valor da esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad (4.30)$$

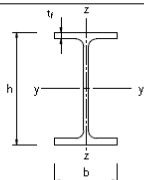
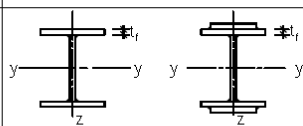

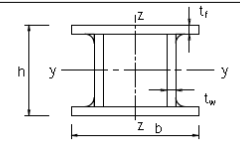
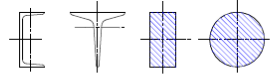

Desta forma são então apresentados os fatores de imperfeição correspondentes à curva de encurvadura.

Tabela 4.4 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (Quadro 6.1 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

As curvas de imperfeição, de acordo com a norma, dependem da configuração da secção transversal e do eixo em relação ao qual se dá a curva de encurvadura, como é possível observar na tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (Quadro 6.2 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]

Secção transversal		Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Perfis soldados		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y z-z	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y z-z	c d
Secções tubulares		acabadas a quente		qualquer	a a ₀
		enformadas a frio		qualquer	c c
Secções em caixão soldadas		em geral (excepto como abaixo indicado)		qualquer	b b
		soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		qualquer	c c
Perfis U, T e secções cheias				qualquer	c c
Cantoneiras				qualquer	b b

Na figura 4.4 encontra-se representada a relação entre o coeficiente de redução χ e a esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$ para cada curva de encurvadura.

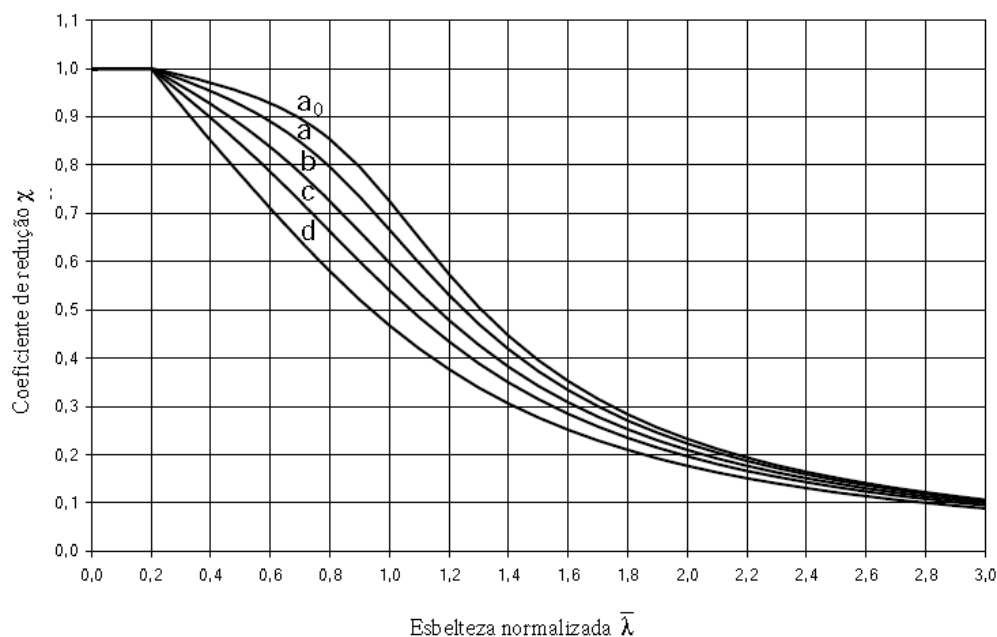


Figura 4.4 - Curvas de encurvadura (Figura 6.4 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]

- **Esbelteza para a encurvadura por flexão**

De acordo com a norma, é diferenciada a esbelteza para a encurvadura por flexão tendo em conta a classe.

Para secções transversais das Classes 1,2 e 3, a esbelteza normalizada é dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (4.31)$$

Para secções transversais da Classe 4, a esbelteza normaliza é dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \frac{1}{\lambda_1} \quad (4.32)$$

Em que:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \quad (4.33)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ em } N/mm^2) \quad (4.34)$$

4.3.9 Secções transversais sujeitas à encurvadura em flexão

Um elemento quando solicitado à flexão em relação ao eixo principal de maior inércia deve ser verificado em relação à encurvadura lateral:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b.Rd}} \leq 1 \quad (4.35)$$

Em que o valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura é dado por:

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.36)$$

Onde o módulo de flexão W_y é considerado da seguinte forma:

$W_y = W_{ply}$ para secções transversais das Classes 1 ou 2;

$W_y = W_{ely}$ para secções transversais da Classe 3;

$W_y = W_{effy}$ para secções transversais da Classe 4.

χ_{LT} é o coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral.

- Curvas de encurvadura lateral - Caso geral

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2}}} \text{ mas } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (4.37)$$

Em que:

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \left(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^{-2} \right]$$

α_{LT} fator de imperfeição

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

Seguidamente apresentam-se os valores recomendados para os fatores de imperfeição bem como as curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais.

Tabela 4.6 - Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral
(Quadro 6.3 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]

Curva de encurvadura	a	b	c	d
Factor de imperfeição α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabela 4.7 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais quando é utilizada a equação 4.37 (Quadro 6.4 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]

Secção transversal	Limites	Curva de encurvadura
Secções em I laminadas	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Secções em I soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Outras secções transversais	-	d

4.3.10. Secções transversais sujeitas à encurvadura em flexão composta com compressão

A resistência dos elementos de um sistema estrutural pode ser efetuada com base em elementos individuais de vão simples, sendo que deve ter-se em consideração os efeitos de segunda ordem devido ao deslocamento lateral do sistema. Os elementos solicitados à flexão composta com compressão devem satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (4.38)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (4.39)$$

Onde:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ são valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos no elemento respetivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;

$\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ momentos devido ao deslocamento do eixo neutro;

χ_y e χ_z coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão;

χ_{LT} coeficiente de redução devido à encurvadura lateral

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} são fatores de interação.

Tabela 4.8 - Valores de N_{Rk} , $M_{i,Rk}$ e $\Delta M_{i,Ed}$ (Quadro 6.7 da NP EN 1993-1-1, 2010) [5]

Classe	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Em que:

$$N_{Rk} = f_y A_i;$$

$$M_{i,Rk} = f_y W_i$$

4.4 Dimensionamento da cobertura

A cobertura da estrutura é constituída por painéis sandwich apoiados em vigas designadas de madres, que por sua vez são apoiadas nas vigas de cobertura dos pórticos. As madres têm um espaçamento entre si de 1,15 m e os pórticos de 5,15 m, como é possível observar na figura 4.5.

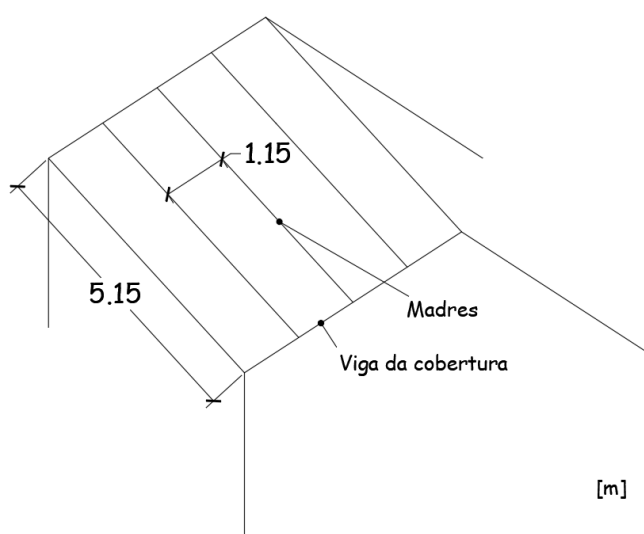


Figura 4.5 - Esquema representativo da cobertura

Sendo assim, para o dimensionamento da cobertura a primeira verificação a ser feita é a resistência do painel sandwich, que de acordo com a sua ficha técnica [9], para um vão de 2 m resiste a um carregamento de $3,43 \text{ kN/m}^2$. Sabendo que a distância entre madres é de 1,15 m e que a ação exercida pela combinação mais desfavorável (ação base vento) pode tomar valores de $-2,37 \text{ kN/m}^2$, assume-se o painel sandwich imitação de telha da Perfitec [9].

4.4.1 Dimensionamento das madres

No dimensionamento das madres é tido em conta o peso próprio da madre, o peso próprio do painel sandwich, a sobrecarga de utilização e a ação do vento. Na figura 4.6 são representadas as cargas que atuam sobre as madres.

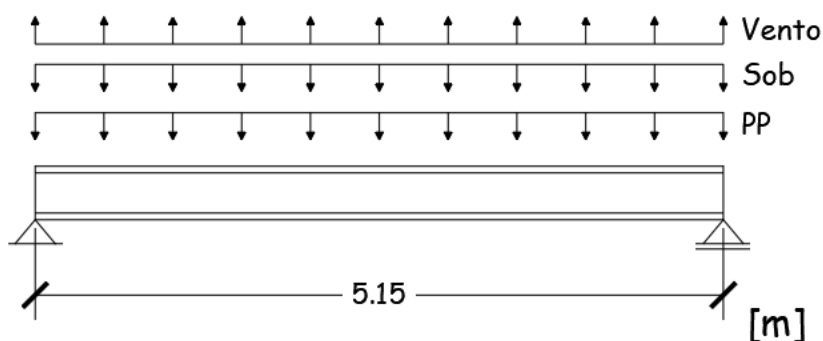


Figura 4.6 - Representação das cargas atuantes nas madres

O perfil escolhido para as madres é um HEB 120 [11].

- Cargas permanentes (G)

$$PP_{\text{madre}} = 0,26 \text{ kN/m};$$

$$PP_{\text{painel sandwich}} = 0,11 \times 1,15 = 0,1265 \text{ kN/m};$$

- Cargas variáveis (Q)

$$\text{Sobrecarga} = 0,4 \times 1,15 = 0,46 \text{ kN/m};$$

$$\text{Vento} = 2,37 \times 1,15 \times \cos(33) = 2,29 \text{ kN/m};$$

- Ações de base

As combinações para as ações de base são feitas de acordo com a equação (3.27).

1. Ação de base sobrecarga

$$q_{Ed} = 0.3465 \times 1,35 + 0,46 \times 1,5 = 1,16 \text{ kN/m}$$

2. Ação de base vento

$$q_{Ed} = 0.3465 \times 1 - 2,29 \times 1,35 = -2,62 \text{ kN/m}$$

Feitas as combinações para as diferentes ações de base, verifica-se que as madres estarão sujeitas a um esforço maior quando a ação de base é a força exercida pelo vento. Deste modo, para o cálculo da resistência das madres é considerado $q_{Ed} = -2,62 \text{ kN/m}$.

- Pré dimensionamento com base no momento plástico resistente

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2,62 \cdot 5,15^2}{8} = 8,69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} \Leftrightarrow 8,69 \leq \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow 8,69 \leq W_{pl} \cdot 275 \cdot 10^{-3}$$

$$W_{pl} \geq 31,6 \text{ cm}^3$$

Sendo assim é escolhido um perfil HEB 120 para as madres.

- Verificação da classe

A verificação da classe deve ser feita para a alma e para o banzo do perfil. Sabendo que a classe de aço do perfil escolhido é S275, e de acordo com a tabela 4.2, o valor de $\epsilon = 0,92$.

1. Alma à tração

Tabela 4.9 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil HEB120

Alma à tração		c/tw	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	74	11,38	$c/tw \leq 72\epsilon$	$c/tw \leq 83\epsilon$	$c/tw \leq 124\epsilon$
tw [mm]	6,5				

2. Banzo à compressão

Tabela 4.10 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil HEB120

Banzo à compressão		c/tf	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	42,56	3,87	$c/tf \leq 9\epsilon$	$c/tf \leq 10\epsilon$	$c/tf \leq 14\epsilon$
tf [mm]	11				

Observando as tabelas anteriores, verifica-se que ambos pertencem à Classe 1. Deste modo, e com o auxílio do programa de cálculo Tricalc, foram feitas as iterações necessárias para que

fosse verificada a secção aos esforços a que está sujeita. Em anexo será apresentada a planta da cobertura.

4.5 Dimensionamento do pavimento do piso 2

O pavimento do piso 2 é composto por uma laje mista da Arcelormittal [12] revestida por uma tela impermeável e ladrilhos cerâmicos. A laje é apoiada em vigas secundárias designadas de V2, que por sua vez são apoiadas nas vigas dos pórticos do piso 2 designadas de V1. Na figura 4.7 é apresentado um esquema representativo do pavimento do piso 2.

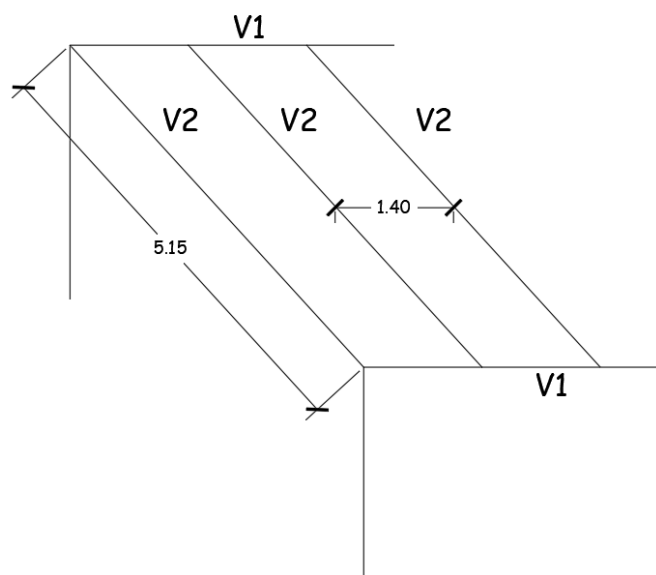


Figura 4.7 - Esquema representativo do piso 2

4.5.1 Dimensionamento da laje mista

A laje mista escolhida é composta por um perfil em aço Haircol 59S com 1mm de espessura e por betão armado com 16 cm de espessura. De acordo com a sua ficha técnica [12], a laje tem um peso próprio de $3,16 \text{ kN/m}^2$.

- Cargas permanentes (G)

$$PP_{\text{Laje}} = 3,16 \times 1,40 = 4,42 \text{ kN/m};$$

$$PP_{\text{Revestimentos}} = 2 \times 1,40 = 2,80 \text{ kN/m};$$

$$PP_{V2} = 0,30 \text{ kN/m};$$

- Cargas variáveis (Q)

Sobrecarga = $4 \times 1,40 = 5,6 \text{ kN/m}$;

Vento = $-2.37 \times 1,40 = -3,32 \text{ kN/m}$;

- Resistência da laje mista

As combinações para as ações de base são feitas de acordo com a equação (3.27).

1. Ação de base sobrecarga

$$q_{Ed} = 7,22 \times 1,35 + 5,6 \times 1,5 = 18,15 \text{ kN/m}$$

2. Ação de base vento

$$q_{Ed} = 7,22 \times 1 - 3,32 \times 1,35 = 2,74 \text{ kN/m}$$

Feitas as combinações para as diferentes ações de base, verifica-se que a laje está mais solicitada quando a ação de base é a sobrecarga, sendo assim, para a verificação da resistência da laje mista é considerado $q_{Ed} = 18,15 \text{ kN/m}$. De acordo com a ficha técnica da laje mista [12], esta resiste a um carregamento de $23,87 \text{ kN/m}$ com um vão de 2 m . Sabendo que a distância máxima entre as vigas V2 é de $1,40 \text{ m}$, a laje resiste ao carregamento a que está sujeita.

4.5.2 Dimensionamento da viga secundária V2 do pavimento do piso 2

Para o dimensionamento da viga V2, são contabilizadas as mesmas ações sendo que é acrescentado o peso próprio da viga. O perfil escolhido para a viga V2 é um IPE 240 [11] então, tendo a sobrecarga como ação de base, o perfil está sujeito a um carregamento de $q_{Ed} = 18,55 \text{ kN/m}$.

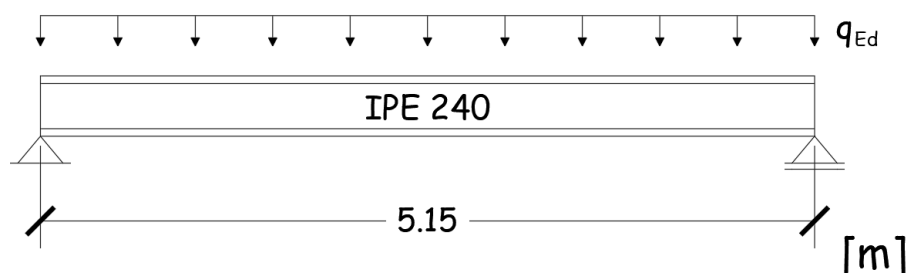


Figura 4.8 - Representação da carga atuante na viga V2 do pavimento do piso 2

- Pré dimensionamento com base no momento plástico resistente

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{18,55 \cdot 5,15^2}{8} = 61,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} \Leftrightarrow 61,5 \leq \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow 61,5 \leq W_{pl} \cdot 275 \cdot 10^{-3}$$

$$W_{pl} \geq 223,64 \text{ cm}^3$$

Desta forma o perfil adotado para a viga secundária V2 do piso 2 é um IPE 240.

- Verificação da classe

Tabela 4.11 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil IPE 240

Alma à tração		c/tw	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	190,4	30,71	$c/tw \leq 72\epsilon$	$c/tw \leq 83\epsilon$	$c/tw \leq 124\epsilon$
tw [mm]	6,2				

Tabela 4.12 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil IPE 240

Banzo à compressão		c/tf	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	43,4	4,43	$c/tf \leq 9\epsilon$	$c/tf \leq 10\epsilon$	$c/tf \leq 14\epsilon$
tf [mm]	9,8				

Através da observação das tabelas 4.11 e 4.12, verifica-se que ambos pertencem à Classe 1. Sendo assim, e com o auxílio do programa de cálculo Tricalc, são feitas as iterações necessárias para que seja verificada a secção aos esforços a que está sujeita. Em anexo será apresentada a planta do piso 2 bem como o pormenor construtivo.

4.6 Dimensionamento do pavimento do piso 1

O pavimento do piso 1 é composto por grelhas de pavimento [10] revestidas com soalho. As grelhas são apoiadas em vigas secundárias designadas de V2, que por sua vez são apoiadas nas vigas dos pórticos do piso 1 designadas de V1. A escolha do espaçamento entre as vigas V2 é condicionada pelas dimensões das grelhas de pavimento. Desta forma, de acordo com a ficha técnica [10], e adaptando as dimensões standard das grelhas à estrutura, são escolhidas grelhas com os comprimentos de 0,5 m, 1 m e 1,20 m, com uma malha de 35x2 mm e ϕ 5. Seguidamente é apresentada na figura 4.9 a malha escolhida para o pavimento do piso 1.

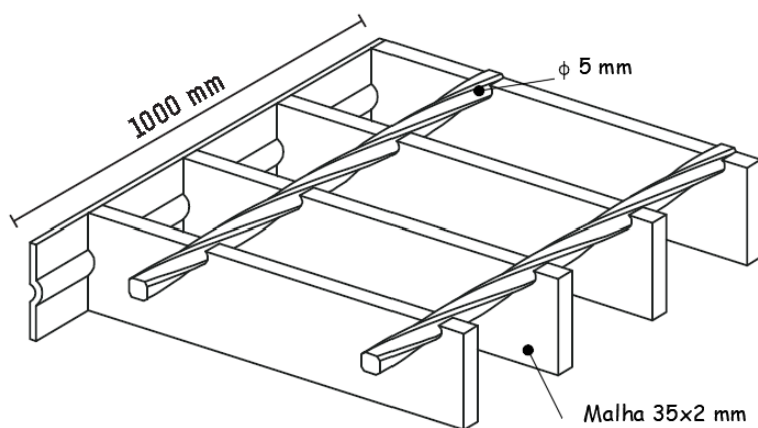


Figura 4.9 - Malha escolhida para o pavimento do piso 1, adaptado da ficha técnica da grelha de pavimento [10]

4.6.1 Dimensionamento da grelha de pavimento

Sabendo que a grelha com maior comprimento tem 1,20 m, é verificada a carga máxima admitida para grelhas com essa dimensão.

- Cargas permanentes (G)

$$PP_{\text{Grelha}} = 0,22 \times 1,20 = 0,26 \text{ kN/m};$$

$$PP_{\text{Revestimentos}} = 1,5 \times 1,20 = 1,80 \text{ kN/m};$$

- Cargas variáveis (Q)

$$\text{Sobrecarga} = 3 \times 1,20 = 3,6 \text{ kN/m};$$

A combinação de ações é feita de acordo com a equação (3.27).

$$q_{Ed} = 2,06 \times 1,35 + 3,6 \times 1,5 = 8,18 \text{ kN/m}$$

De acordo com a ficha técnica da grelha de pavimento [10], para uma distância entre suportes de 1,20 m, é admitida uma carga uniformemente distribuída de 8,44 kN/m, podendo então concluir-se que a grelha resiste ao carregamento a que está solicitada.

4.6.2 Dimensionamento da viga V2 do pavimento do piso 1

O perfil escolhido para a viga V2 do pavimento do piso 1 é um IPE 200 [11]. No seu dimensionamento são contabilizadas as mesmas ações que foram contabilizadas para o dimensionamento da grelha de pavimento, sendo acrescentado o peso próprio da viga V2.

$PP_{V2} = 0,22 \text{ kN/m}$;

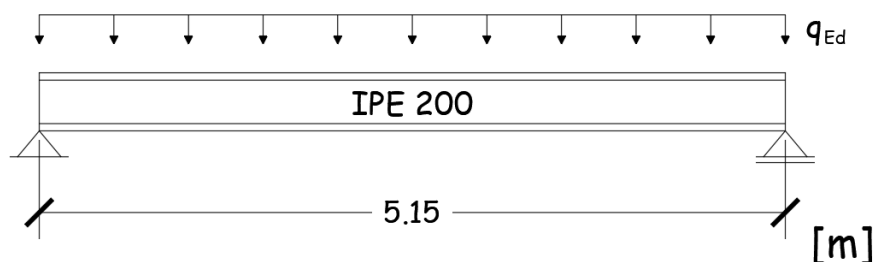


Figura 4.10 - Representação da carga atuante na viga V2 do pavimento do piso 1

A combinação de ações é feita de acordo com a equação (3.27).

$$q_{Ed} = 2,28 \times 1,35 + 3,6 \times 1,5 = 8,48 \text{ kN/m}$$

- Pré dimensionamento com base no momento plástico resistente

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{8,48 \cdot 5,15^2}{8} = 28,11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} \Leftrightarrow 28,11 \leq \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow 28,11 \leq W_{pl} \cdot 275 \cdot 10^{-3}$$

$$W_{pl} \geq 102,22 \text{ cm}^3$$

Sendo assim, o perfil adotado para a viga V2 do piso 1 é um IPE 200.

- Verificação da classe

Tabela 4.13 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil IPE 200

Alma à tração		c/tw	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	159	28,39	$c/tw \leq 72\epsilon$	$c/tw \leq 83\epsilon$	$c/tw \leq 124\epsilon$
tw [mm]	5,6				

Tabela 4.14 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil IPE 200

Banzo à compressão		c/tf	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	36,7	4,32	$c/tf \leq 9\epsilon$	$c/tf \leq 10\epsilon$	$c/tf \leq 14\epsilon$
tf [mm]	8,5				

Pela observação das tabelas 4.13 e 4.14, verifica-se que em ambas as situações o perfil pertence à Classe 1. Desta forma, e com o auxílio do programa Tricalc, são feitas as iterações necessárias para que seja verificada a secção aos esforços que está sujeita. Em anexo será apresentada a planta do piso 1 bem como o pormenor construtivo.

4.7 Dimensionamento das escadas

Para o dimensionamento das escadas foram pensados três modelos de vigas com o objetivo de resistir às ações a que está sujeita, bem como de respeitar as dimensões do espaço dedicado para a sua colocação. O perfil escolhido para as vigas das escadas é um UPE 200 [11], em que nas partes horizontais é apoiada grelha de pavimento [10] e nas partes inclinadas são apoiados degraus [13]. Deste modo, no dimensionamento das vigas das escadas é assumida uma carga uniformemente distribuída ao longo de toda a viga com o peso próprio da grelha de pavimento. Seguidamente são apresentados os três modelos das vigas que suportam as escadas.

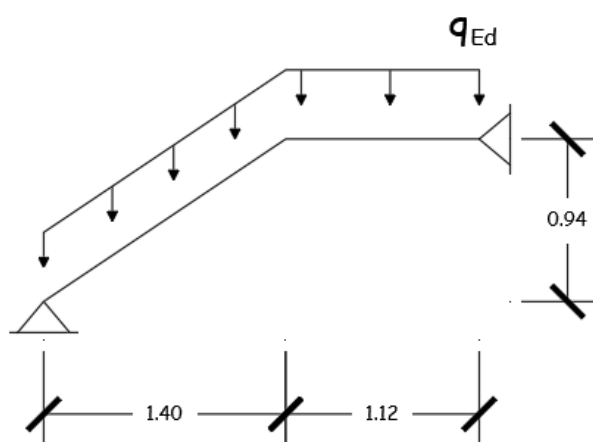


Figura 4.11 - Modelo 1 da viga das escadas

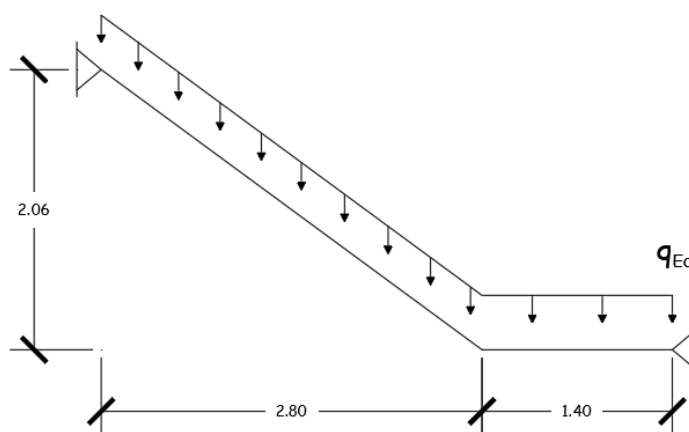


Figura 4.12 - Modelo 2 da viga das escadas

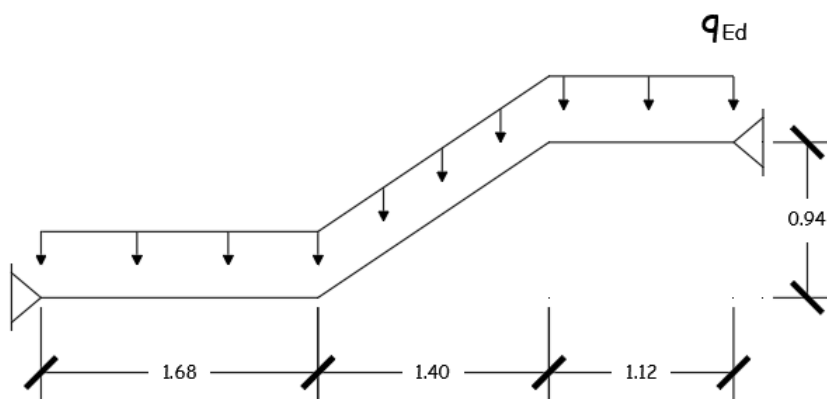


Figura 4.13 - Modelo 3 da viga das escadas

Seguidamente é apresentado sucintamente o exemplo do cálculo que levou à definição do perfil para o modelo 3 da viga das escadas.

- Cargas permanentes (G)

$$PP_{\text{Grelha}} = 0,22 \times 0,6 = 0,13 \text{ kN/m};$$

$$PP_{\text{UPN200}} = 0,25 \text{ kN/m};$$

- Cargas variáveis (Q)

$$\text{Sobrecarga} = 5 \times 0,60 = 3 \text{ kN/m};$$

A combinação de ações é feita de acordo com a equação (3.27).

$$q_{Ed} = 0,38 \times 1,35 + 3 \times 1,5 = 5,02 \text{ kN/m}$$

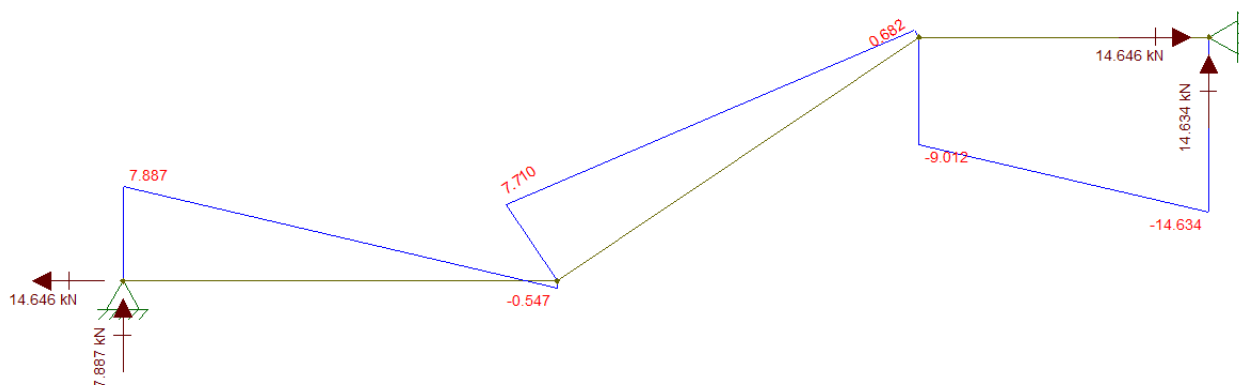


Figura 4.14 - Diagrama do esforço transversal do modelo 3 da viga das escadas

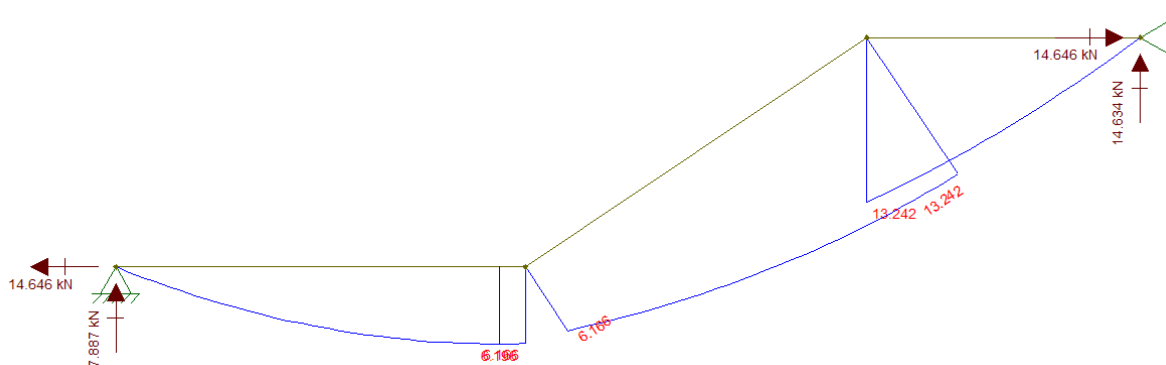


Figura 4.15 - Diagrama do momento fletor do modelo 3 da viga das escadas

Nas figuras 4.14 e 4.15, é possível observar que o esforço transversal atuante máximo é $V_{Ed} = -14,63 \text{ kN}$ e que o momento fletor atuante máximo é $M_{Ed} = 13,24 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

- Pré dimensionamento com base no momento plástico resistente

$$M_{Ed} = 13,24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} \Leftrightarrow 13,24 \leq \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow 13,24 \leq W_{pl} \cdot 275 \cdot 10^{-3}$$

$$W_{pl} \geq 48,15 \text{ cm}^3$$

Sendo assim o perfil adotado para as vigas das escadas é um UPE 200.

- Verificação da classe

Tabela 4.15 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil UPE 200

Alma à tração		c/tw	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	159	26,50	c/tw ≤72ε	c/tw ≤83ε	c/tw ≤124ε
tw [mm]	6				

Tabela 4.16 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil UPE 200

Banzo à compressão		c/tf	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	61	5,55	c/tf ≤9ε	c/tf ≤10ε	c/tf ≤14ε
tf [mm]	11				

Observando as tabelas 4.15 e 4.16, verifica-se que em ambas as situações o perfil pertence à Classe 1. Com o auxílio do programa de cálculo Tricalc são feitas as iterações necessárias de modo a que seja verificada a secção aos esforços a que está solicitada.

4.8 Dimensionamento de um pórtico - Pórtico 3

Para exemplificar os cálculos realizados no dimensionamento da estrutura optou-se por apresentar de forma mais detalhada a solução encontrada para o pórtico 3.

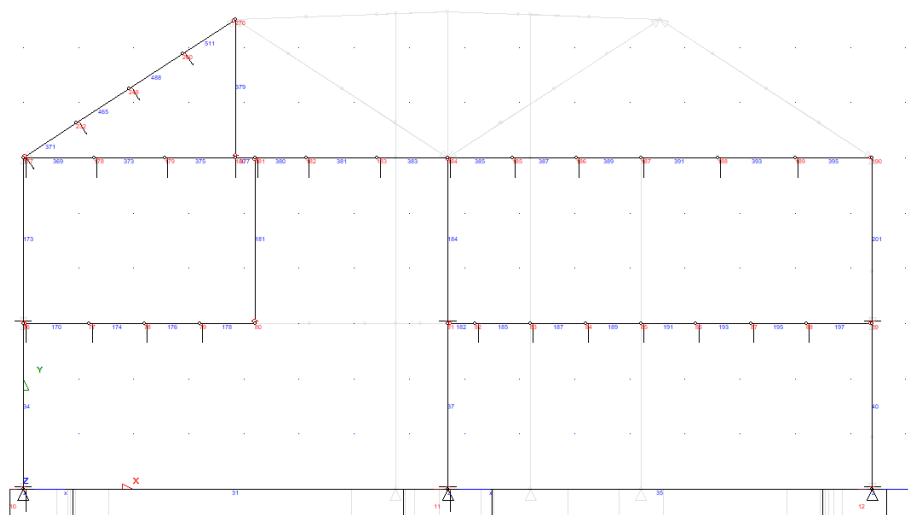


Figura 4.16 - Pórtico 3 do sistema estrutural

No dimensionamento do pórtico e após algumas iterações foram assumidas secções HEB 300 para os pilares, HEB 360 para a viga V1 do piso 2, HEB 340 para as vigas V1 do piso 1, IPE 270 para a viga da cobertura e HEB 100 para as barras tracionadas.

Na contabilização das ações, foi tido em conta como ação permanente o peso próprio do painel sandwich [9], o peso próprio da laje mista do segundo piso [12], o peso próprio da grelha de pavimento do primeiro piso [10] e os revestimentos.

As ações variáveis contabilizadas no dimensionamento da estrutura foram as sobrecargas de utilização, a ação do vento e a ação do sismo. Desta forma, é feita a combinação das ações com o auxílio do programa de cálculo Tricalc, sendo apresentados seguidamente os diagramas de esforços referentes ao esforço axial, esforço transverso e momento fletor.

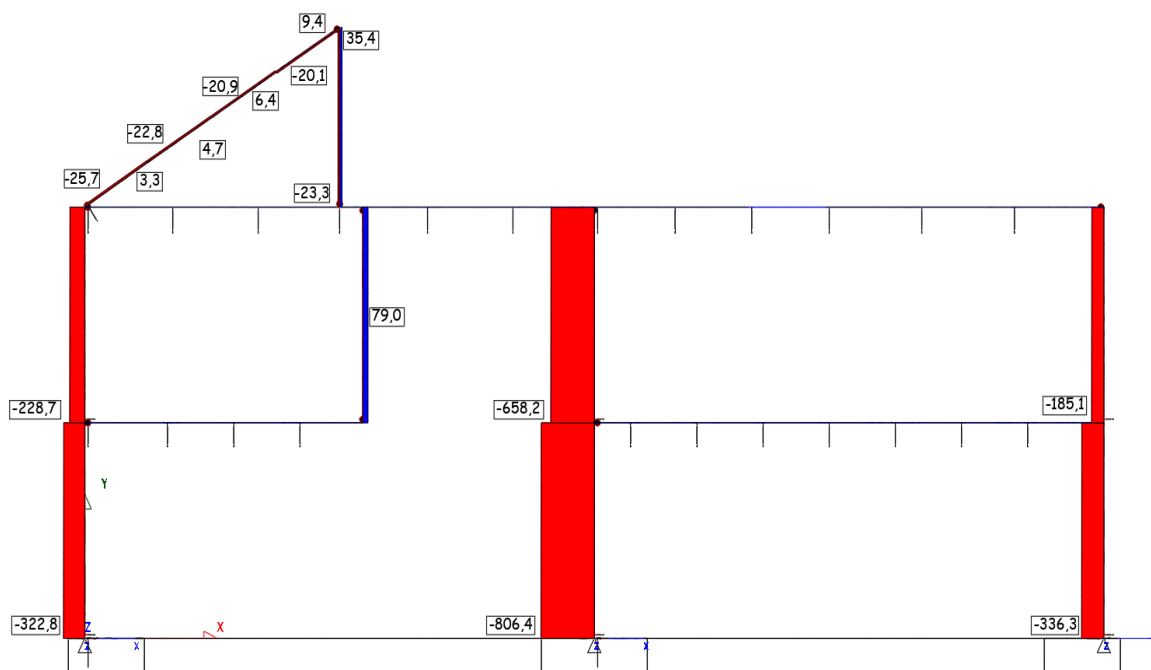


Figura 4.17 - Diagrama do esforço axial do pórtico 3 em kN

Os diagramas a vermelho representam o esforço de compressão e os diagramas a azul representam o esforço de tração.

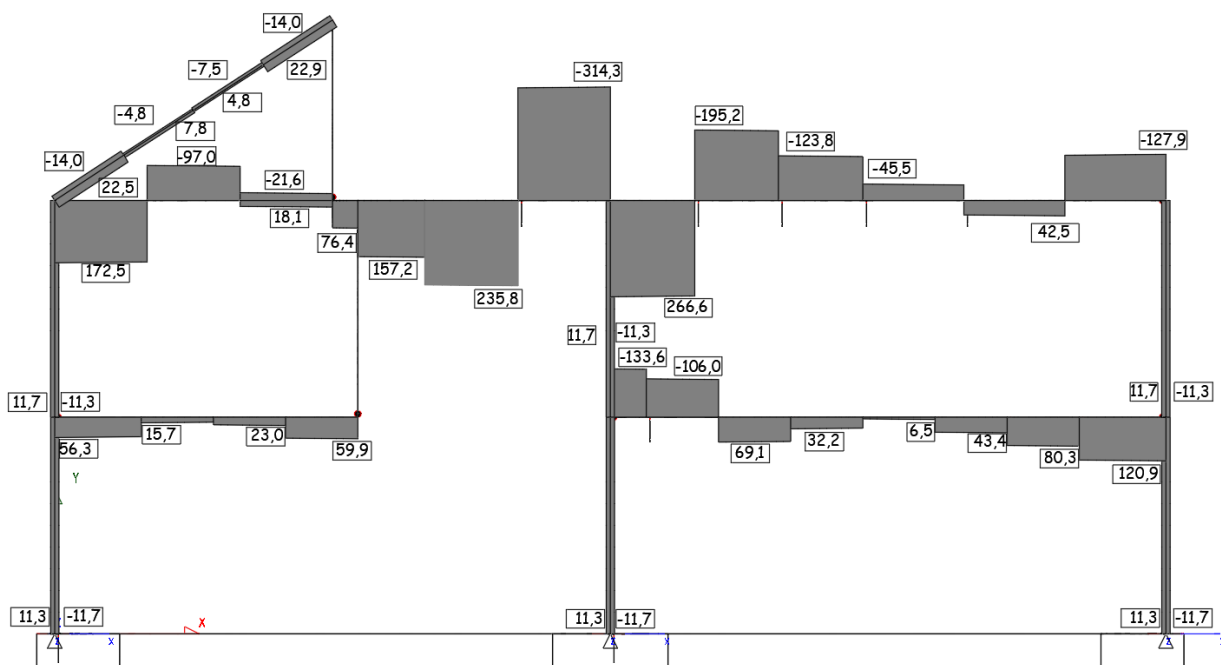


Figura 4.18 - Diagrama do esforço transverso do pórtico 3 em kN

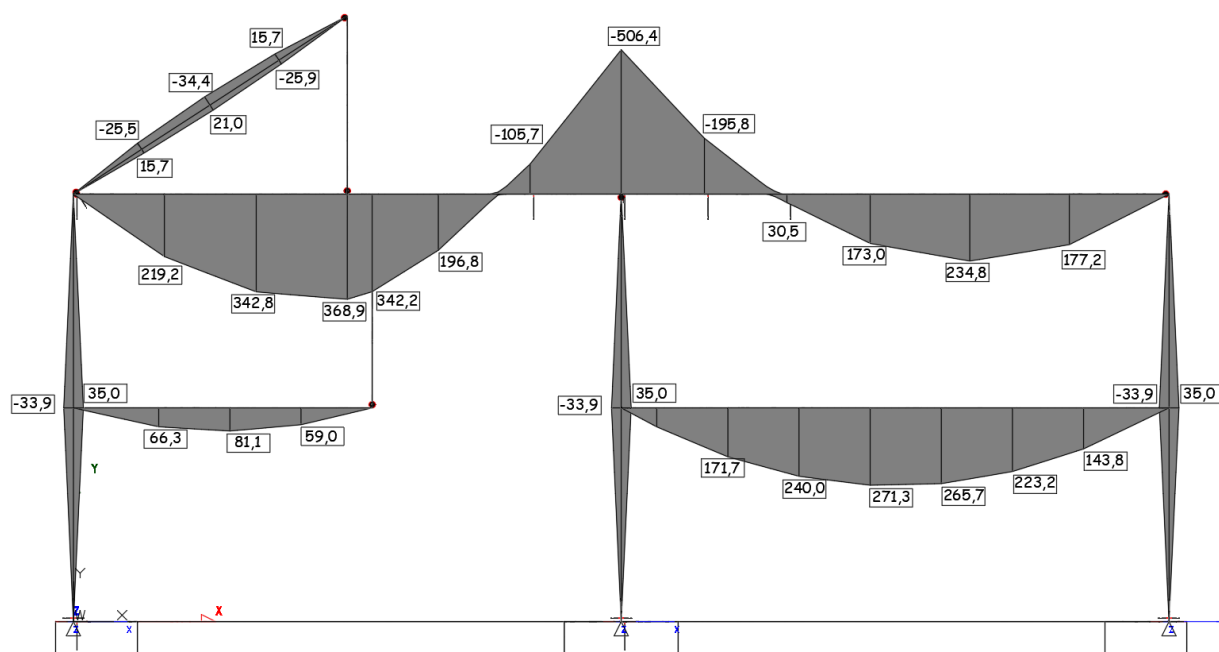


Figura 4.19 - Diagrama do momento fletor do pórtico 3 em kN·m

Na tabela 4.17 é apresentado um resumo dos valores dos esforços máximos atuantes no pórtico 3.

Tabela 4.17 - Resumo dos esforços máximos atuantes no pórtico 3

Elemento estrutural	Esforço máximo					
	Axial		Transverso		Momento Fletor	
	[kN]		[kN]		[kN·m]	
Viga de cobertura	-25,7	9,4	-14,0	22,9	-34,4	21,0
Viga V1 do piso 2	-	-	-314,3	266,6	-506,4	368,9
Viga V1 do piso 1	-	-	-133,6	120,9	-	271,3
Pilar	-806,4	-	-11,7	11,7	-33,9	35,0
Barra tracionada	-	79,0	-	-	-	-

- **Viga V1 do piso 2**

A viga V1 do piso 2 está sujeita a esforço transverso e momento fletor. O perfil escolhido para o dimensionamento da viga V1 do piso 2 é um perfil HEB 360 [11]. Sendo assim, seguidamente são apresentadas as respetivas verificações para a viga de acordo com os esforços a que está solicitada.

1. Verificação da classe

Tabela 4.18 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil HEB 360

Alma à tração		c/tw	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	261	20,88	c/tw	c/tw	c/tw
tw [mm]	12,5		≤72ε	≤83ε	≤124ε

Tabela 4.19 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil HEB 360

Banzo à compressão		c/tf	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	89,13	3,96	c/tf ≤9ε	c/tf ≤10ε	c/tf ≤14ε
tf [mm]	22,5				

Desta forma pode-se verificar que a secção HEB 360 é de classe 1.

2. Resistência ao esforço transversal

De acordo com a equação (4.14), apresenta-se de seguida na tabela 4.20, a verificação da resistência ao esforço transversal.

Tabela 4.20 - Verificação da resistência ao esforço transversal num perfil HEB360

V_{ed} [kN]	314,3
A_v [cm ²]	60,60
f_y [N/mm ²]	275
γ_{M0}	1
$V_{pl,Rd}$ [kN]	962,15

Observando a tabela anterior, é possível verificar a resistência da secção ao esforço transversal.

3. Resistência ao momento fletor

De acordo com a equação (4.10), apresenta-se de seguida na tabela 4.21, a verificação da resistência ao momento fletor.

Tabela 4.21 - Verificação da resistência ao momento fletor num perfil HEB360

M_{ed} [kN/m]	-506.4
W_{pl} [cm ³]	2683
f_y [N/mm ²]	275
γ_{M0}	1
$M_{c,Rd}$ [kN/m]	737.83

Na tabela 4.21 é verificada a resistência ao momento fletor. Visto que o esforço transversal é inferior a metade do esforço transversal resistente plástico, é dispensada a verificação da interação entre o esforço transversal e momento fletor.

- **Viga V1 do piso 1**

As vigas V1 do piso 1 estão ambas sujeitas a esforço transversal e momento fletor. O perfil escolhido para o dimensionamento da viga V1 do piso 1 é um perfil HEB 340 [11]. Apresentam-se nas tabelas 4.22 e 4.23 as verificações da classe.

1. Verificação da classe

Tabela 4.22 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil HEB 340

Alma à tração		c/tw	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	243	20,25	c/tw ≤72ε	c/tw ≤83ε	c/tw ≤124ε
tw [mm]	12				

Tabela 4.23 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil HEB 340

Banzo à compressão		c/tf	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	86,63	4,03	c/tf ≤9ε	c/tf ≤10ε	c/tf ≤14ε
tf [mm]	21,5				

Desta forma pode-se verificar que a secção HEB 340 é de classe 1.

2. Resistência ao esforço transversal

De acordo com a equação (4.14), apresenta-se de seguida na tabela 4.24, a verificação da resistência ao esforço transversal.

Tabela 4.24 - Verificação da resistência ao esforço transversal de um perfil HEB340

V_{ed} [kN]	-133,6
A_v [cm ²]	56,09
f_y [N/mm ²]	275
γ_{M0}	1
$V_{pl,Rd}$ [kN]	890,55

Através da observação da tabela 4.24, verifica-se a resistência ao esforço transversal.

3. Resistência ao momento fletor

De acordo com a equação (4.10), apresenta-se de seguida na tabela 4.25, a verificação da resistência ao momento fletor.

Tabela 4.25 - Verificação da resistência ao momento fletor de um perfil HEB340

M_{ed} [kN/m]	271,3
W_{pl} [cm ³]	2408
f_y [N/mm ²]	275
γ_{M0}	1
$M_{c,Rd}$ [kN/m]	662,2

Visto que o momento fletor resistente é superior ao momento fletor atuante, verifica-se a resistência do perfil ao momento fletor. O esforço transversal atuante na viga é inferior a metade do esforço transversal resistente plástico, então é dispensada a verificação da interação entre o esforço transversal e o momento fletor.

- **Pilares**

Os pilares do pórtico estão solicitados a esforço axial de compressão, esforço transversal e momento fletor. Apresenta-se seguidamente as tabelas de verificação da classe bem como da resistência aos esforços solicitados.

1. Verificação da classe

Tabela 4.26 - Verificação da classe da alma à tração de um perfil HEB 300

Alma à tração		c/tw	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	208	18,91	c/tw ≤72ε	c/tw ≤83ε	c/tw ≤124ε
tw [mm]	11				

Tabela 4.27 - Verificação da classe do banzo à compressão de um perfil HEB 300

Banzo à compressão		c/tf	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c [mm]	80,63	4,24	c/tf ≤9ε	c/tf ≤10ε	c/tf ≤14ε
tf [mm]	19				

Desta forma pode-se verificar que a secção HEB 300 é de classe 1.

2. Resistência à compressão

A resistência à compressão é verificada de acordo com a equação 4.7.

Tabela 4.28 - Verificação da resistência à compressão de um perfil HEB300

N_{ed} [kN]	-806,4
A [cm ²]	149,10
f_y [N/mm ²]	275
$N_{c,Rd}$ [kN]	3566,01

Pela observação da tabela 4.28 verifica-se a resistência à compressão do perfil HEB 300.

3. Resistência ao esforço transversal

A resistência ao esforço transversal é verificada de acordo com a equação 4.14.

Tabela 4.29 - Verificação da resistência ao esforço transversal de um perfil HEB300

V_{ed} [kN]	11,7
A_v [cm ²]	47,43
f_y [N/mm ²]	275
γ_{M0}	1
$V_{pl,Rd}$ [kN]	753,05

4. Resistência ao momento fletor

A resistência ao momento fletor é verificada de acordo com a equação 4.10.

Tabela 4.30 - Verificação da resistência ao momento fletor de um perfil HEB300

M_{ed} [kN/m]	35
W_{pl} [cm ³]	1869
f_y [N/mm ²]	275
γ_{M0}	1
$M_{c,Rd}$ [kN/m]	513,98

Como o esforço transversal atuante no pilar é inferior a metade do esforço transversal resistente plástico, é dispensada a verificação da interação entre o esforço transversal e o momento fletor.

Sabendo que o pilar está solicitado a esforço de compressão e flexão deve ser verificada a encurvadura em flexão composta. Deste modo, para a verificação de todo o sistema estrutural, foram introduzidos estes perfis no programa de cálculo Tricalc, tendo em conta todas as ações a que está solicitado. O programa permite calcular todas as iterações e verificações necessárias com grande rapidez, sendo tidos em consideração os efeitos da configuração deformada no aumento dos esforços e no comportamento do sistema estrutural, isto é, foram considerados os efeitos de 2ª Ordem no dimensionamento do sistema estrutural. Na figura 4.20 é apresentado o sistema estrutural introduzido no programa de cálculo.

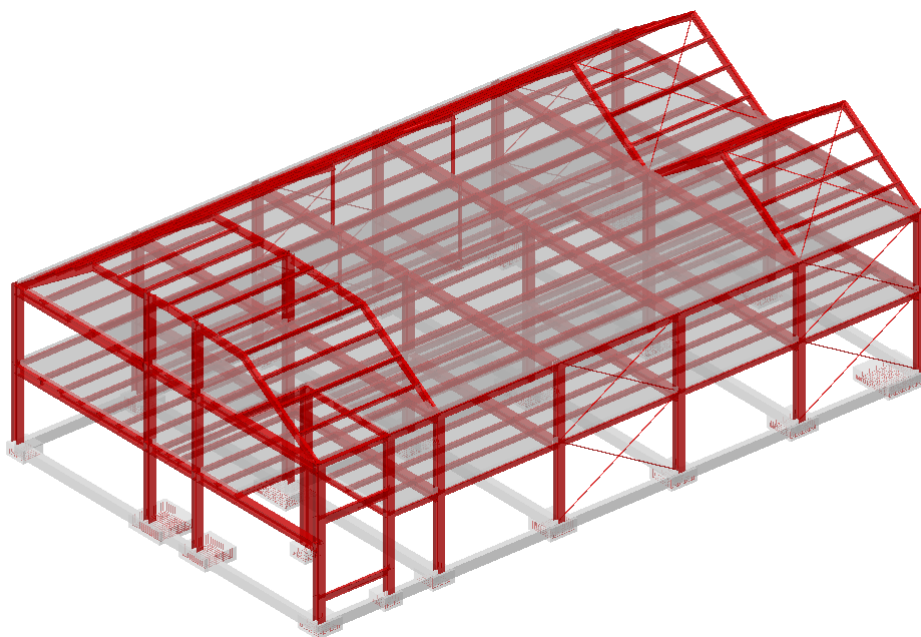


Figura 4.20 - Sistema estrutural introduzido no programa de cálculo Tricalc

Como é possível observar na figura 4.20, foi acrescentado um pilar num dos pórticos do modelo 3 e foram introduzidos perfis circulares em aço maciço com 40 mm de diâmetro. Estes perfis foram colocados nas diagonais entre os pisos dos pórticos dos modelos 1 e 2, bem como na cobertura entre os pórticos do modelo 1. Estas alterações devem-se ao facto da necessidade da aplicação de contraventamento no sistema estrutural em ambas as direções. Sendo assim, é efetuada a verificação de todo o sistema estrutural, incluindo sapatas, lintéis de fundação e placas de ancoragem.

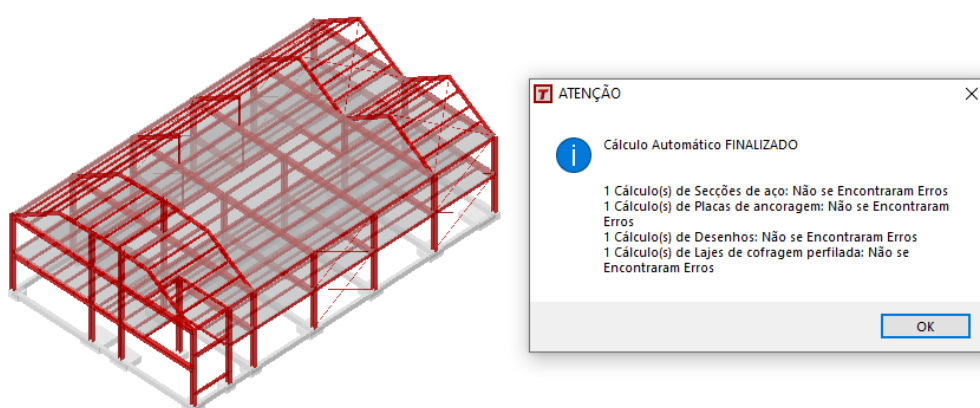


Figura 4.21 - Comprovação do sistema estrutural introduzido no programa de cálculo Tricalc

Em anexo são apresentadas as plantas dos diversos pisos devidamente identificadas bem como os pormenores construtivos.

4.9 Medições e Orçamento

Concluído o dimensionamento do sistema estrutural, com o auxílio do programa de cálculo Tricalc é feita uma estimativa do peso total da estrutura. Seguidamente na tabela 4.31 são apresentados os pesos dos diferentes elementos da estrutura.

Tabela 4.31 - Medições da estrutura

Elemento estrutural	Unidade	Quantidade
Pilares	Kg	15884,85
Vigas e Diagonais	Kg	53675,7
Laje Colaborante	m ²	383,95
Pavimento Metálico	m ²	336,11
Sapatas	m ³	17,718
Lintéis	m ³	13,974

Recorrendo ao gerador de preços, é possível estimar o valor unitário dos diferentes elementos estruturais. Seguidamente são apresentadas tabelas com o valor unitário de cada elemento estrutural.

Tabela 4.32 - Custo do quilograma de pilares em construção metálica

Unitário	Ud	Descrição	Rend.	Preço unitário	Importância
mt07ala010dac	kg	Aço laminado EN 10025 S275JR, em perfis laminados a quente, peças simples, para aplicações estruturais, das séries IPN, IPE, HEB, HEA, HEM ou UPN, acabamento com primário antioxidante. Trabalhado e montado em oficina, para colocar com ligações aparafusadas em obra.	1,000	1,06	1,06
mo047	h	Oficial de 1ª montador de estruturas metálicas.	0,013	19,31	0,25
mo094	h	Ajudante de montador de estruturas metálicas.	0,013	18,78	0,24
	%	Custos directos complementares	2,000	1,55	0,03
Custo de manutenção decenal: 0,05€ nos primeiros 10 anos.				Total:	1,58

Tabela 4.33 - Custo do quilograma de vigas e diagonais em construção metálica

Unitário	Ud	Descrição	Rend.	Preço unitário	Importância
mt07ala010dac	kg	Aço laminado EN 10025 S275JR, em perfis laminados a quente, peças simples, para aplicações estruturais, das séries IPN, IPE, HEB, HEA, HEM ou UPN, acabamento com primário antioxidante. Trabalhado e montado em oficina, para colocar com ligações aparafusadas em obra.	1,000	1,06	1,06
mo047	h	Oficial de 1ª montador de estruturas metálicas.	0,015	19,31	0,29
mo094	h	Ajudante de montador de estruturas metálicas.	0,009	18,78	0,17
	%	Custos directos complementares	2,000	1,52	0,03
Custo de manutenção decenal: 0,05€ nos primeiros 10 anos.				Total:	1,55

Tabela 4.34 - Custo do m² de laje colaborante

Unitário	Ud	Descrição	Rend.	Preço unitário	Importância
mt07pcl010aaceb	m ²	Perfil de chapa de aço galvanizado pré-lacado com forma trapezoidal, de 1 mm de espessura, 44 mm de altura do perfil e 172 mm de distância entre-eixos, 10 a 11 kg/m ² e um momento de inércia de 40 a 50 cm ⁴ .	1,050	26,84	28,18
mt07pcl020	m	Peça angular de chapa de aço galvanizado, para remates perimetrais e de consolas.	0,040	27,20	1,09
mt07pcl030	Ud	Parafuso autoperfurante rosca-chapa, para fixação de chapas.	6,000	0,12	0,72
mt50spa052b	m	Pranchão de madeira de pinho, de 20x7,2 cm.	0,040	4,39	0,18
mt50spa101	kg	Pregos de aço.	0,045	1,30	0,06
mt50spa081a	Ud	Escora metálica telescópica, até 3 m de altura.	0,013	13,37	0,17
mt07aco020k	Ud	Separador homologado para lajes.	3,000	0,08	0,24
mt07aco040b	kg	Armadura elaborada em fábrica com aço em varões nervurados, A400 NR, de vários diâmetros.	1,000	0,78	0,78
mt08var050	kg	Arame galvanizado para atar, de 1,30 mm de diâmetro.	0,027	1,10	0,03
mt07ame020ddc	m ²	Malha electrossoldada AR42 100x300 mm, com arames longitudinais de 4,2 mm de diâmetro e arames transversais de 4,2 mm de diâmetro, aço A500 EL.	1,150	1,64	1,89
mt10haf020bgngc	m ³	Betão C25/30 (XC1(P) D12; S3; Cl 0,4), fabricado em central, segundo NP EN 206-1.	0,065	83,08	5,40
mt07cem040a	Ud	Conector de aço galvanizado com cabeça de disco, de 19 mm de diâmetro e 81 mm de altura, para fixar a estrutura de aço através da soldadura à chapa colaborante.	10,000	0,69	6,90
mt08cur020a	l	Agente filmógeno para a cura de betões e argamassas.	0,150	1,94	0,29
mq08sol030	h	Equipamentos e elementos auxiliares para soldadura de conectores.	0,504	17,54	8,84
mo047	h	Oficial de 1ª montador de estruturas metálicas.	0,631	19,31	12,18
mo094	h	Ajudante de montador de estruturas metálicas.	0,244	18,78	4,58
mo044	h	Oficial de 1ª cofrador.	0,102	19,31	1,97
mo091	h	Ajudante de cofrador.	0,102	18,78	1,92
mo043	h	Oficial de 1ª armador de ferro.	0,033	19,31	0,64
mo090	h	Ajudante de armador de ferro.	0,031	18,78	0,58
mo045	h	Oficial de 1ª estruturista, em trabalhos de betonagem.	0,014	19,31	0,27
mo092	h	Ajudante de estruturista, em trabalhos de betonagem.	0,057	18,78	1,07
	%	Custos directos complementares	2,000	77,98	1,56
Custo de manutenção decenal: 4,77€ nos primeiros 10 anos.				Total:	79,54

Tabela 4.35 - Custo do m² de pavimento metálico

Unitário	Ud	Descrição	Rend.	Preço unitário	Importância
mt07rel010amb	m ²	Grelha electrossoldada anti-deslizante de 34x38 mm de espaçamento da malha, acabamento galvanizado a quente, realizada com chapas portantes de aço laminado EN 10025 S235JR, em perfil plano laminado a quente, de 35x2 mm, separadas 34 mm entre si, separadores de varão quadrado retorcido, de aço com baixo conteúdo em carbono NP EN ISO 16120-2 C4D, de 5 mm de lado, separados 38 mm entre si e aro de aço laminado EN 10025 S235JR, em perfil omega laminado a quente, de 35x2 mm, inclusive peças de fixação.	1,000	49,29	49,29
mo047	h	Oficial de 1ª montador de estruturas metálicas.	0,293	19,31	5,66
mo094	h	Ajudante de montador de estruturas metálicas.	0,293	18,78	5,50
	%	Custos directos complementares	2,000	60,45	1,21
Custo de manutenção decenal: 1,85€ nos primeiros 10 anos.				Total:	61,66

Tabela 4.36 - Custo do m³ de betão em sapatas

Unitário	Ud	Descrição	Rend.	Preço unitário	Importância
mt07aco020a	Ud	Separador homologado para fundações.	8,000	0,13	1,04
mt07aco040b	kg	Armadura elaborada em fábrica com aço em varões nervurados, A400 NR, de vários diâmetros.	50,000	0,78	39,00
mt08var050	kg	Arame galvanizado para atar, de 1,30 mm de diâmetro.	0,200	1,10	0,22
mt10haf020bgngc	m ³	Betão C25/30 (XC1(P) D12; S3; Cl 0,4), fabricado em central, segundo NP EN 206-1.	1,100	83,08	91,39
mo043	h	Oficial de 1ª armador de ferro.	0,081	19,31	1,56
mo090	h	Ajudante de armador de ferro.	0,121	18,78	2,27
mo045	h	Oficial de 1ª estruturista, em trabalhos de betonagem.	0,051	19,31	0,98
mo092	h	Ajudante de estruturista, em trabalhos de betonagem.	0,303	18,78	5,69
	%	Custos directos complementares	2,000	142,15	2,84
Custo de manutenção decenal: 4,35€ nos primeiros 10 anos.				Total:	144,99

Tabela 4.37 - Custo do m³ de betão em lintéis

Unitário	Ud	Descrição	Rend.	Preço unitário	Importância
mt07aco020a	Ud	Separador homologado para fundações.	10,000	0,13	1,30
mt07aco040b	kg	Armadura elaborada em fábrica com aço em varões nervurados, A400 NR, de vários diâmetros.	60,000	0,78	46,80
mt08var050	kg	Arame galvanizado para atar, de 1,30 mm de diâmetro.	0,480	1,10	0,53
mt10haf020bgngc	m ³	Betão C25/30 (XC1(P) D12; S3; Cl 0,4), fabricado em central, segundo NP EN 206-1.	1,050	83,08	87,23
mo043	h	Oficial de 1ª armador de ferro.	0,194	19,31	3,75
mo090	h	Ajudante de armador de ferro.	0,194	18,78	3,64
mo045	h	Oficial de 1ª estruturista, em trabalhos de betonagem.	0,071	19,31	1,37
mo092	h	Ajudante de estruturista, em trabalhos de betonagem.	0,283	18,78	5,31
	%	Custos directos complementares	2,000	149,93	3,00
Custo de manutenção decenal: 6,12€ nos primeiros 10 anos.				Total:	152,93

Tabela 4.38 - Orçamento da estrutura

Elemento estrutural	Unidade	Quantidade	Valor Unitário	Valor
Pilares	Kg	15.884,85	1,58	25098,1
Vigas e Diagonais	Kg	53.675,7	1,55	83.197,3
Laje Colaborante	m ²	383,95	79,54	30.539,4
Pavimento Metálico	m ²	336,11	61,66	20.724,5
Sapatas	m ³	17,718	144,99	2.568,93
Lintéis	m ³	13,974	152,93	2.137,04
Total				164.265,3

Área de implantação: 430,11 m²

Área de utilização: 938,74 m²

Sendo assim, estima-se que a estrutura em estudo tem um custo total de 164.265,3 €.

Custo por área de implantação: 381,92 €/m²

Custo por área de utilização: 174,99 €/m²

Capítulo 5 - Ligações metálicas

5.1 Introdução

O presente capítulo é dedicado ao dimensionamento de ligações metálicas. O dimensionamento das ligações é feito de acordo com a NP EN 1993-1-8, 2010 [6]. A norma avalia o comportamento real das ligações, isto é, avalia a sua capacidade resistente, a sua rigidez, a ductilidade bem como a capacidade de rotação. Deste modo, são distinguidos os diferentes tipos de configuração de ligações como é possível observar na figura 5.1.

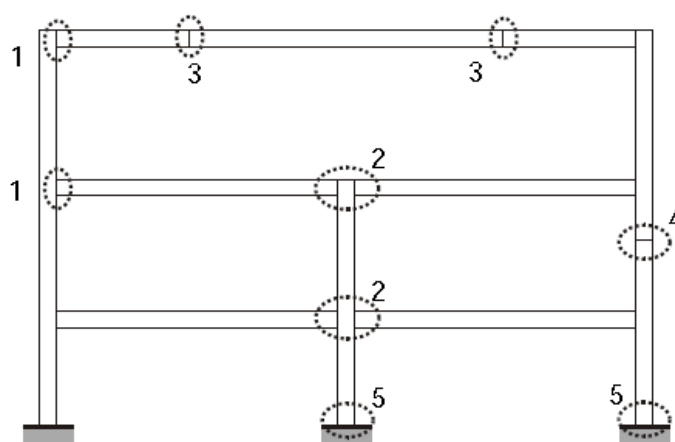


Figura 5.1 - Configurações de ligações segundo o eixo principal de maior inércia (Figura 1.2 a) da NP EN 1993-1-8, 2010) [6]

Onde:

- 1 configuração de ligação viga-coluna com viga num só lado
- 2 configuração de ligação viga-coluna com vigas nos dois lados
- 3 emenda de viga
- 4 emenda de coluna
- 5 base de coluna

As ligações podem ser aparafusadas ou soldadas, sendo que há necessidade de diferenciar se as ligações são rígidas, semi-rígidas ou articuladas.

As ligações articuladas têm a capacidade de rodar, o que significa que não vão provocar momentos na ligação. As ligações rígidas não têm a capacidade de rodar, desta forma têm a capacidade de transmitir momentos tendo uma rigidez de flexão suficiente para se considerar a estrutura continua.

5.2 Ligações aparafusadas

As ligações aparafusadas consistem em chapas de aço ligadas através de parafusos. Deste modo, todos os parafusos têm uma tensão de cedência f_{yb} e uma tensão de rotura à tração f_{ub} , de acordo com a classe do parafuso. Na tabela 5.1 são apresentados os valores das tensões de cedência e de rotura em função da classe.

Tabela 5.1 - Valores nominais da tensão de cedência, f_{yb} e da tensão de rotura à tração, f_{ub} para parafusos (Quadro 3.1 da NP EN 1993-1-8, 2010)

Classe do parafuso	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

De acordo com a norma, são apresentadas recomendações em função da forma como são distribuídos os parafusos pela chapa bem como em função das distâncias mínimas e máximas entre os parafusos.

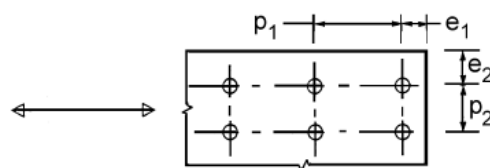


Figura 5.2 - Símbolos para as distâncias entre eixos dos furos de peças de ligação (Figura 3.1 a) da NP EN 1993-1-8, 2010)

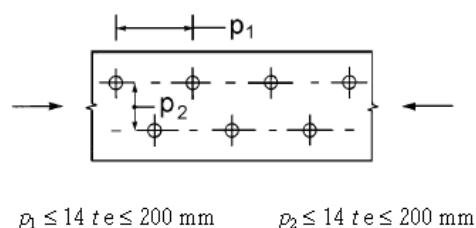


Figura 5.3 - Disposição em quincôncio em elementos comprimidos (Figura 3.1 c) da NP EN 1993-1-8, 2010)

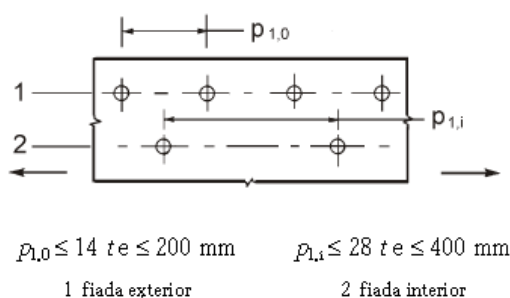


Figura 5.4 - Disposição em quincôncio em elementos tracionados (Figura 3.1 d) da NP EN 1993-1-8, 2010)

Desta forma, apresenta-se na tabela 5.2 de forma resumida as distâncias mínimas e máximas entre eixos, bem como as distâncias às extremidades e aos bordos.

Tabela 5.2 - Distância mínima e máxima entre eixos, distâncias às extremidades e bordos (resumos do Quadro 3.3 da NP EN 1993-1-8, 2010)

Espaçamento	Mínimo	Máximo
e1	$1,2 \cdot d_o$	$4t + 40\text{mm}$
e2	$1,2 \cdot d_o$	$4t + 40\text{mm}$
p1	$2,2 \cdot d_o$	$\min [14t; 200\text{mm}]$
p2	$2,4 \cdot d_o$	$\min [14t; 200\text{mm}]$

Para que seja verificada a segurança de elementos individuais de ligação sujeitos a um esforço de corte e/ou tração, é necessária a verificação de determinados critérios de resistência.

5.2.1 Resistência ao corte dos parafusos

A resistência ao corte de um parafuso por plano de corte ($F_{v,Rd}$) é dada pela seguinte expressão:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (5.1)$$

Onde α_v , depende da classe do parafuso para a zona roscada do parafuso:

- $\alpha_v = 0,6$ para as classes 4.6, 5.6 e 8.8;
- $\alpha_v = 0,5$ para as classes 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9.

Para a zona não roscada do parafuso, $\alpha_v = 0,6$ para qualquer uma das classes.

5.2.2 Resistência ao esmagamento das chapas

O valor de cálculo da resistência ao esmagamento da chapa ($F_{b,Rd}$) é calculado pela seguinte expressão:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (5.2)$$

Sendo que, o coeficiente α_b é obtido de:

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; 1 ; \frac{f_{ub}}{f_u} \right\} \quad (5.3)$$

O coeficiente k_1 é obtido de:

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 ; \frac{5}{2} \right\} \quad (5.4)$$

Em que:

e_1 é a distância entre o centro do furo e a extremidade adjacente, medida na direção da transmissão do esforço, (ver figura 5.2);

e_2 é a distância entre o centro do furo e o bordo adjacente, medido na direção perpendicular à transmissão do esforço, (ver figura 5.2);

d_0 é o diâmetro do furo de um parafuso, rebite ou cavilha;

p_1 é a distância entre os eixos dos parafusos, medida na direção da transmissão do esforço, (ver figura 5.2);

p_2 é a distância medida perpendicularmente à direção da transmissão do esforço, entre fiadas adjacentes de parafusos, (ver figura 5.2);

5.2.3 Resistência à tração de parafusos

O valor de cálculo da resistência à tração dos parafusos ($F_{t,Rd}$) pode ser obtido pela seguinte equação:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_u A_s}{\gamma_{M2}} \quad (5.5)$$

Em que:

$K_2 = 0,63$ para parafusos com cabeça de embeber, e para outros casos $K_2 = 0,9$;

5.2.4 Resistência ao punçoamento da chapa

O valor de cálculo da resistência ao punçoamento da chapa é dado pela seguinte equação:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.6)$$

Onde:

d_m é o diâmetro médio da cabeça do parafuso;

t_p menor espessura das chapas atravessadas.

5.2.5 Resistência dos parafusos ao corte e tração

A verificação da resistência dos parafusos solicitados ao esforço combinado de corte e tração deve ser calculada pela seguinte equação:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.7)$$

5.3 Ligações soldadas

No dimensionamento de cordões de soldadura devem ser respeitadas as seguintes condições geométricas:

Tabela 5.3 - Condições geométricas de cordões de soldadura de acordo com NP EN 1993-1-8, 2010 [6]

t_{req}	4 mm	Espessura mínima dos elementos a conectar [6] 4.1 (1)
$a_{w,min}$	3 mm	Espessura mínima do cordão de soldadura [6] 4.5.2 (2)
$a_{w,max}$	$0,7 t_{min}$	Onde t_{min} é a menor espessura dos elementos a conectar
$l_{w,min}$	max (30 mm; $6 a_w$)	Comprimento mínimo do cordão de soldadura [6] 4.5.1 (2)
$l_{w,max}$	$150 a_w$	Comprimento máximo do cordão de soldadura não sendo aplicados coeficientes de redução da resistência do cordão de soldadura [6] 4.11 (3)

5.3.1 Resistência do cordão de soldadura pelo método simplificado

O valor de cálculo da resistência do cordão de soldadura é dado pela seguinte expressão:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a \quad (5.8)$$

Em que o valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura ($f_{vw,d}$) é determinado por:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (5.9)$$

Onde o fator de correlação (β_w) é obtido de acordo com a classe, como é possível observar na tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Fator de correlação (β_w) para soldaduras de ângulo de acordo com a classe de aço
(adaptado do Quadro 4.1 da NP EN 1993-1-8, 2010) [6]

Classe de aço	Fator de correlação (β_w)
S235	0,8
S275	0,85
S355	0,9

5.4 Exemplo de cálculo de ligações do pórtico 3

Dando seguimento ao exemplo de cálculo do pórtico 3, é exemplificado seguidamente o cálculo das ligações L1 (viga principal - viga secundária no piso 1), L2 (pilar - viga) e L3 (viga - tirante).

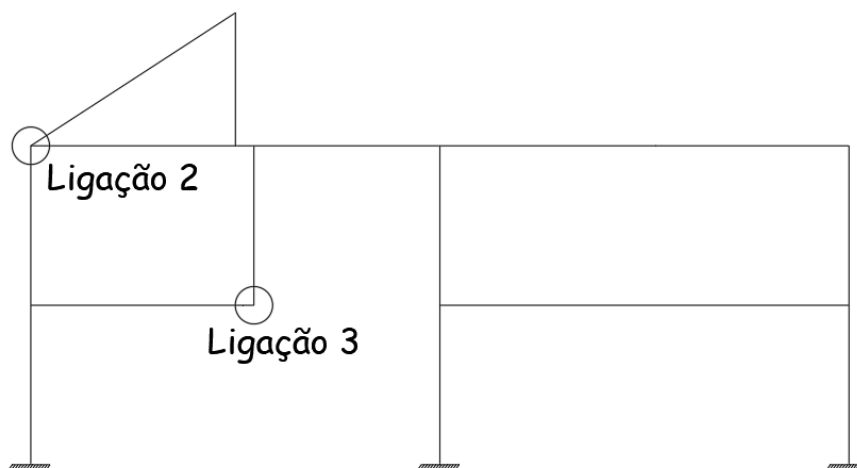


Figura 5.5 - Ligações calculadas no pórtico 3

A ligação 1 não está assinalada na figura 5.5, pois é uma ligação entre uma viga secundária designada de V2 e uma viga principal designada de V1. Seguidamente são apresentados os cálculos que levaram à definição das ligações do sistema estrutural.

5.4.1 Ligação 1 - viga secundária - viga principal no piso 1

A ligação da viga secundária com a viga principal no piso 1 tem um esforço transversal atuante $V_{Ed} = 31,4$ kN.

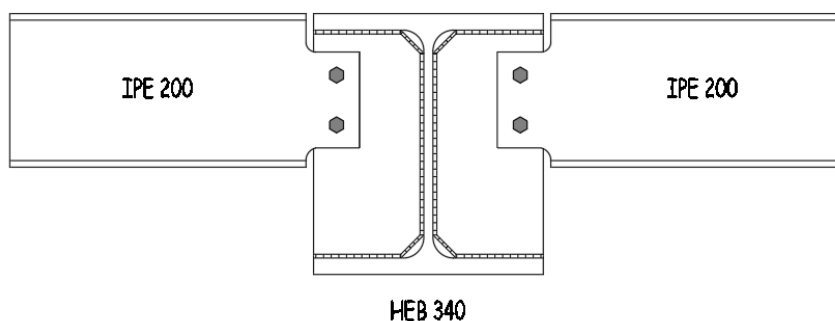


Figura 5.6 - Ligação V2 - V1 do piso 1

- Verificação da resistência da secção cortada

A verificação da secção cortada é feita de acordo com a equação 4.15, em que a área da secção cortada é apresentada na figura 5.7.

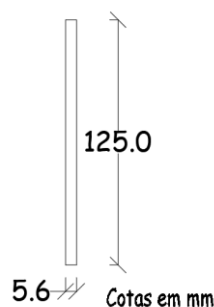


Figura 5.7 - Dimensões da secção cortada

Tabela 5.5 - Verificação do esforço transversal resistente da secção cortada

A_v [cm ²]	7
f_y [N/mm ²]	275
γ_{M0}	1
$V_{pl,Rd}$ [kN]	111,14

Como $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$, verifica-se a resistência da secção cortada.

- Resistência ao corte dos parafusos (corte na rosca)

Como na ligação existem 2 parafusos a força atuante em cada parafuso é $F_{Ed,parafuso} = 15,7$ kN. Os parafusos escolhidos para a ligação são parafusos M12 de classe 8.8. Deste modo, a verificação da resistência ao corte dos parafusos é feita de acordo com a equação 5.1.

Tabela 5.6 - Verificação da resistência ao corte de um parafuso M12 de classe 8.8

A_s [mm ²]	84,3
α_v	0,6
f_u [Mpa]	800
γ_{M2}	1,25
$F_{V,Rd}$ [kN]	32,4

A resistência ao corte é verificada visto que a força atuante em cada parafuso é inferior à resistência ao corte de um parafuso M12.

- Resistência ao esmagamento da alma da viga

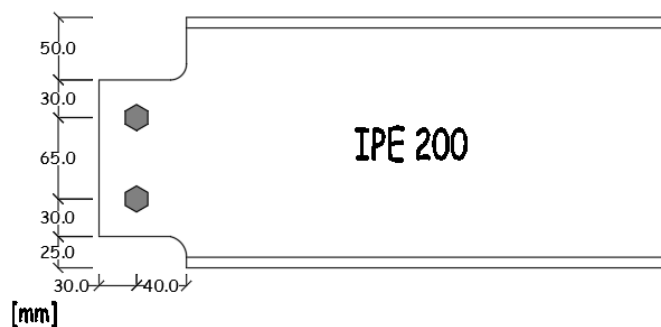


Figura 5.8 - Distâncias entre parafusos na alma do perfil IPE 200

Observando a figura 5.8, e substituindo os valores nas condições 5.3 e 5.4 temos: $\begin{cases} k_1 = 0,77 \\ \alpha_b = 2,50 \end{cases}$

A resistência ao esmagamento da alma da viga é calculada de acordo com a equação 5.2.

Tabela 5.7 - Verificação da resistência ao esmagamento da alma da viga V2

k_1	0,77
α_b	2,50
f_u [Mpa]	430
d [mm]	12
t [mm]	5,6
γ_{M2}	1,25
$F_{b,Rd}$ [kN]	44,5

Como $F_{b,Rd} \geq F_{Ed,parafuso}$, verifica-se a resistência ao esmagamento da alma da viga.

- Resistência ao esmagamento da chapa por parafuso

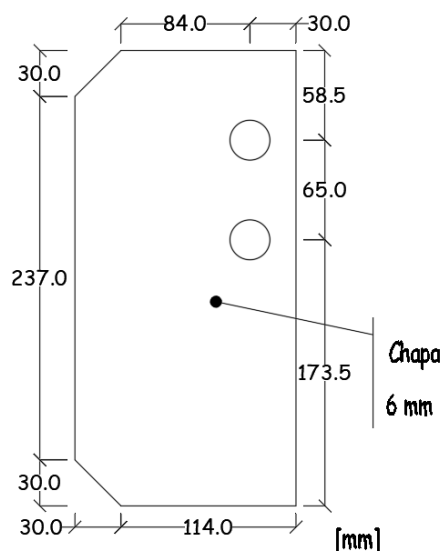


Figura 5.9 - Dimensões da chapa de ligação

Observando a figura 5.9, e substituindo os valores nas condições 5.3 e 5.4 temos: $\begin{cases} k_1 = 0,73 \\ \alpha_b = 2,50 \end{cases}$

A resistência ao esmagamento da chapa é calculada de acordo com a equação 5.2.

Tabela 5.8 - Verificação da resistência ao esmagamento da chapa

k_1	0,73
α_b	2,50
f_u [Mpa]	430
d [mm]	12
t [mm]	6
γ_{M2}	1,25
$F_{b,Rd}$ [kN]	45,2

Como $F_{b,Rd} \geq F_{Ed,parafuso}$, é verificada a resistência ao esmagamento da chapa.

- Verificação do cordão de soldadura (método simplificado)

Condições geométricas: $\begin{cases} a \geq 3 \text{ mm} \\ t_{min} = 6 \text{ mm} \\ t_{max} = 12 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow 2,4 < a < 4,2$

Sendo assim é assumido $a=3 \text{ mm}$.

A resistência do cordão de soldadura é calculada de acordo com a equação 5.8.

Tabela 5.9 - Verificação da resistência do cordão de soldadura

f_u [Mpa]	430
β_w	0,85
a [mm]	3
γ_{M2}	1,25
$f_{w,Rd}$ [kN/m]	700,98

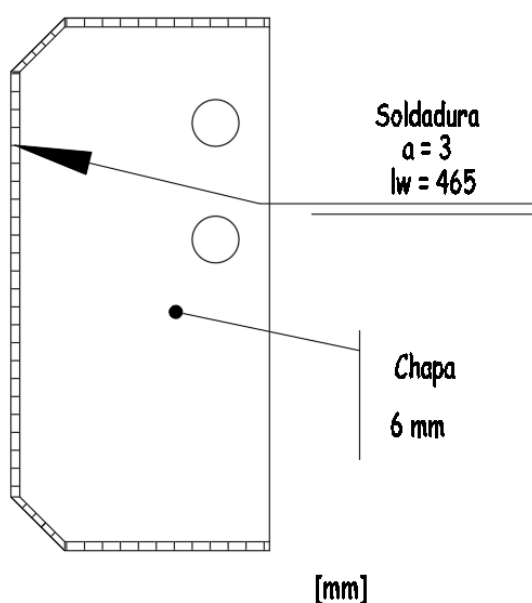


Figura 5.10 - Chapa de ligação com cordão de soldadura

$$L_w = 234 + 2 \cdot 114 = 465 \text{ mm}$$

$$f_{w,Rd} \cdot l_w = 325,96 \text{ kN}$$

Como existem 2 cordões, um de cada lado, a resistência do cordão de soldadura é 651,92 kN. Em anexo é apresentado o pormenor técnico da ligação.

5.4.2 Ligação 2 - Pilar - Viga principal do piso 2

A ligação do pilar com a viga principal do piso 2 tem um esforço transversal atuante de $V_{Ed} = 172,5 \text{ kN}$.

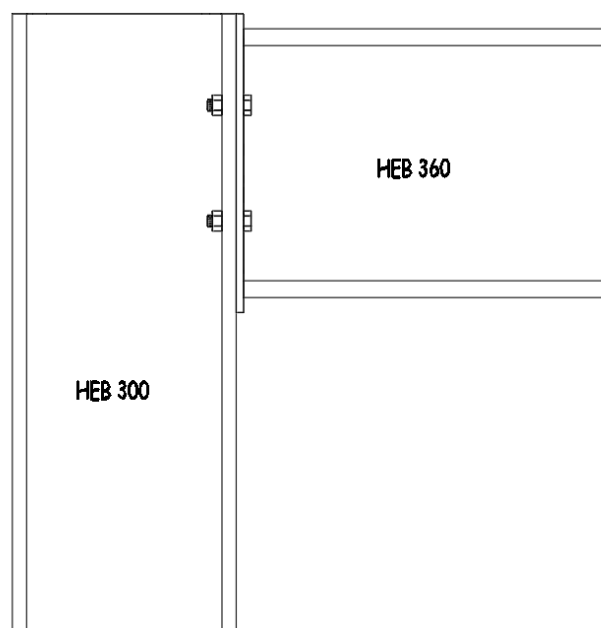


Figura 5.11 - Ligação do pilar com a viga V1 do piso 2

- Resistência ao corte dos parafusos (corte na rosca)

Como na ligação existem 4 parafusos a força atuante em cada parafuso é $F_{Ed,parafuso} = 43,125 \text{ kN}$. Os parafusos escolhidos para a ligação são parafusos M16 de classe 8.8. Sendo assim, a verificação da resistência ao corte dos parafusos é feita de acordo com a equação 5.1.

Tabela 5.10 - Verificação da resistência ao corte de um parafuso M16 de classe 8.8

$A_s \text{ [mm}^2\text{]}$	157
α_v	0,6
$f_u \text{ [Mpa]}$	800
γ_{M2}	1,25
$F_{V,Rd} \text{ [kN]}$	60,29

Verifica-se a resistência ao corte visto que a força atuante em cada parafuso é inferior à resistência ao corte de um parafuso M16.

- Resistência ao esmagamento da chapa por parafuso

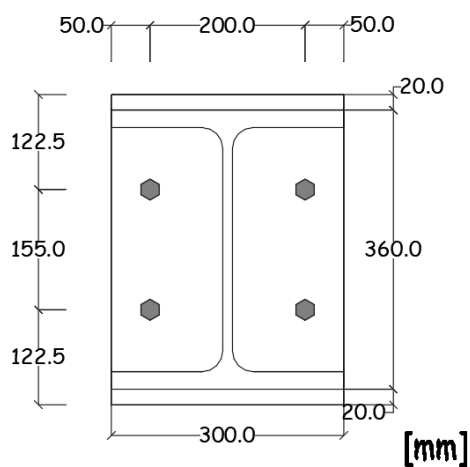


Figura 5.12 - Dimensões da chapa de ligação

Observando a figura 5.12, e substituindo os valores nas condições 5.3 e 5.4 temos: $\begin{cases} k_1 = 1,00 \\ \alpha_b = 2,50 \end{cases}$

A resistência ao esmagamento da chapa é calculada de acordo com a equação 5.2.

Tabela 5.11 - Verificação da resistência ao esmagamento da chapa

k_1	1,00
α_b	2,50
f_u [Mpa]	430
d [mm]	16
t [mm]	20
γ_{M2}	1,25
$F_{b,Rd}$ [kN]	275,2

Visto que $F_{b,Rd} \geq F_{Ed,parafuso}$, é verificada a resistência ao esmagamento da chapa.

- Resistência ao esmagamento do banzo do pilar por parafuso

A resistência ao esmagamento do banzo é calculada de acordo com a equação 5.2.

Tabela 5.12 - Verificação da resistência ao esmagamento do banzo do pilar

k_1	1,00
α_b	2,50
f_u [Mpa]	430
d [mm]	16
t [mm]	19
γ_{M2}	1,25
$F_{b,Rd}$ [kN]	261,44

Como $F_{b,Rd} \geq F_{Ed,parafuso}$, é verificada a resistência ao esmagamento do banzo do pilar.

- Verificação do cordão de soldadura (método simplificado)

$t_{chapa} = 20$ mm;

$t_w = 12,5$ mm;

$t_f = 22,5$ mm.

Condições geométricas (chapa - alma da viga): $\begin{cases} a \geq 3 \text{ mm} \\ t_{min} = 12,5 \text{ mm} \rightarrow 4 < a < 8,25 \\ t_{max} = 20 \text{ mm} \end{cases}$

Condições geométricas (chapa - banzo do pilar): $\begin{cases} a \geq 3 \text{ mm} \\ t_{min} = 20 \text{ mm} \rightarrow 4,5 < a < 14 \\ t_{max} = 22,5 \text{ mm} \end{cases}$

Sendo assim é assumido $a = 5$ mm. A resistência do cordão de soldadura é calculada de acordo com a equação 5.8.

Tabela 5.13 - Verificação da resistência do cordão de soldadura

f_u [Mpa]	430
β_w	0,85
a [mm]	5
γ_{M2}	1,25
$f_{w,Rd}$ [kN/m]	1168,30

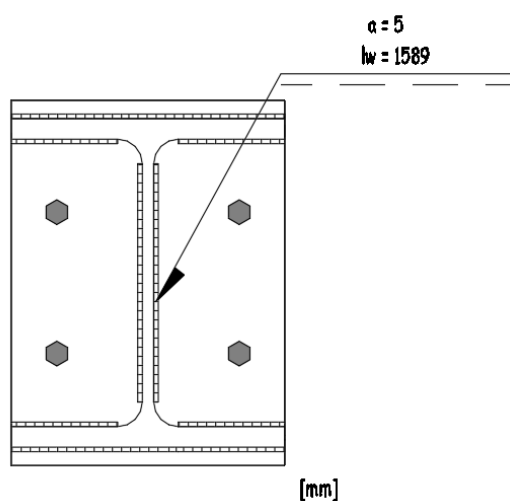


Figura 5.13 - Chapa de extremo com cordão de soldadura

$$L_w = 2 \cdot 300 + 2 \cdot 261 + 4 \cdot 116,75 = 1589 \text{ mm}$$

$$f_{w,Rd} \cdot l_w = 1856,43 \text{ kN}$$

Visto que a resistência do cordão de soldadura é 1856,43 kN, verifica-se a resistência do cordão de soldadura. Em anexo é apresentado o pormenor técnico da ligação.

5.4.3 Ligação 3 - Tirante - Viga principal do piso 1

A ligação do tirante com a viga principal do piso 1 tem um esforço axial atuante de $N_{Ed} = 79,0$ kN.

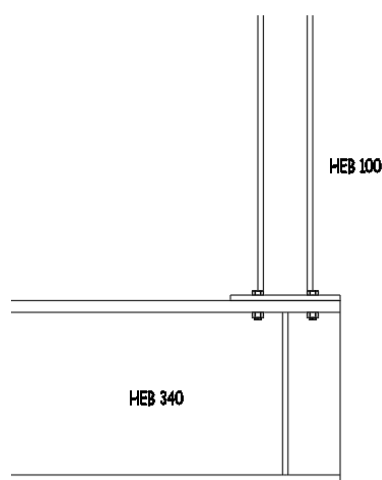


Figura 5.14 - Ligação do tirante com a viga V1 do piso 1

- Resistência à tração dos parafusos

Como na ligação existem 4 parafusos a força atuante em cada parafuso é $F_{Ed,parafuso} = 19,75 \text{ kN}$. Os parafusos escolhidos para a ligação são parafusos M12 de classe 8.8. Sendo assim, a verificação da resistência à tração dos parafusos é feita de acordo com a equação 5.5.

Tabela 5.14 - Verificação da resistência à tração de um parafuso M12 de classe 8.8

$A_s \text{ [mm}^2\text{]}$	84,3
k_2	0,9
$f_u \text{ [Mpa]}$	800
γ_{M2}	1,25
$F_{t,Rd} \text{ [kN]}$	48,56

A resistência à tração é verificada visto que a força atuante em cada parafuso é inferior à resistência à tração de um parafuso M12.

- Resistência ao punçoamento da chapa por parafuso

A resistência ao punçoamento da chapa é calculada de acordo com a equação 5.6.

$$d_{m,M12} = \frac{20,03 + 13}{2} = 16,52 \text{ mm}$$

Tabela 5.15 - Verificação da resistência ao punçoamento da chapa

$f_u \text{ [Mpa]}$	430
$d_m \text{ [mm]}$	16,52
$t_p \text{ [mm]}$	10
γ_{M2}	1,25
$B_{p,Rd} \text{ [kN]}$	107,12

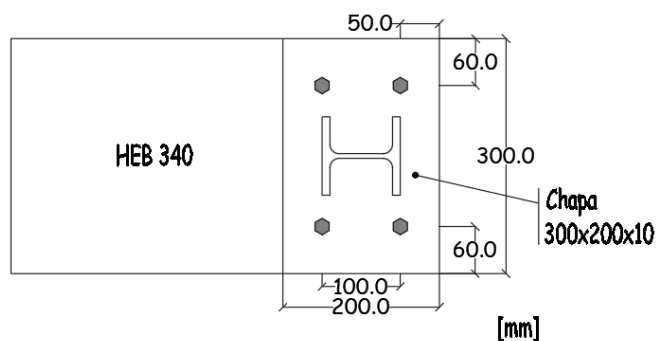


Figura 5.15 - Dimensões da chapa de ligação

Como $B_{p,Rd} \geq F_{Ed,parafuso}$, é verificada a resistência ao punçoamento da chapa.

- Resistência ao punçoamento do banzo da viga por parafuso

A resistência ao punçoamento do banzo da viga é calculada de acordo com a equação 5.6.

Tabela 5.16 - Verificação da resistência ao punçoamento do banzo da viga

f_u [Mpa]	430
d_m [mm]	16,52
t_p [mm]	21,5
γ_{M2}	1,25
$B_{p,Rd}$ [kN]	230,31

Visto que $B_{p,Rd} \geq F_{Ed,parafuso}$, é verificada a resistência ao esmagamento do banzo do pilar.

- Verificação do cordão de soldadura (método simplificado)

$t_{chapa} = 10$ mm;

HEB 100 $t_w = 6$ mm;

HEB 100 $t_f = 10$ mm.

Condições geométricas: $\begin{cases} a \geq 3 \text{ mm} \\ t_{min} = 6 \text{ mm} \\ t_{max} = 10 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow 2 < a < 4,2$

Deste modo é assumido $a = 3$ mm. A resistência do cordão de soldadura é calculada de acordo com a equação 5.8.

Tabela 5.17 - Verificação da resistência do cordão de soldadura

f_u [Mpa]	430
β_w	0,85
a [mm]	3
γ_{M2}	1,25
$f_{w,Rd}$ [kN/m]	700,98

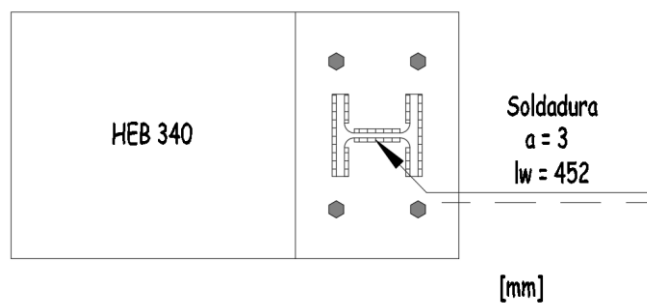


Figura 5.16 - Chapa de ligação com cordão de soldadura

$$L_w = 2 \cdot 100 + 2 \cdot 56 + 4 \cdot 35 = 452 \text{ mm}$$

$$f_{w,Rd} \cdot l_w = 316,84 \text{ kN}$$

Dado que a resistência do cordão de soldadura é 316,84 kN, verifica-se a resistência do cordão de soldadura. Em anexo é apresentado o pormenor técnico da ligação.

Capítulo 6 - Conclusões

Na presente dissertação foi criado um sistema estrutural composto por 3 modelos de pórticos com o objetivo da requalificação de antigos armazéns na Herdade da Batalha em Alcácer do Sal. Deste modo, foi elaborada uma estratégia de estudo com o intuito de entender o comportamento da estrutura.

A estratégia de estudo consistiu na análise dos 3 modelos de pórticos, de forma a definir os seus elementos, tendo em conta as ações a que estão solicitados.

Definidos os elementos dos pórticos, é modelado o sistema estrutural tridimensionalmente no programa de cálculo Tricalc da Arktec, com o objetivo de iterativamente serem verificados todos os critérios de segurança. O programa permite que sejam feitas análises de primeira ordem, de segunda ordem e análises dinâmicas. O recurso a esta ferramenta de cálculo estrutural foi essencial na realização do trabalho, pois sem a sua utilização, a elaboração de todos os cálculos e verificações seria muito mais longa, chegando a poder inviabilizar os cálculos de segunda ordem e dinâmico.

O sistema estrutural num ponto de vista geral, é constituído por 3 pórticos com dois pisos. A solução do pavimento do piso 2 é uma laje mista da Arcelormittal, revestida com ladrilhos cerâmicos, e a solução do pavimento do piso 1 é uma grelha de pavimento revestida com solho em madeira. Os pórticos são constituídos por pilares, vigas e vigas de cobertura, em que, os pilares são compostos por perfis HEB 300, as vigas do piso 1 são compostas por perfis HEB 340, as vigas do piso 2 são compostas por perfis HEB 360 e as vigas da cobertura são compostas por perfis IPE 270. A cobertura é composta por painéis sandwich que são fixados em perfis HEB120.

Foram considerados contraventamentos constituídos por barras de 40 mm de diâmetro nas diagonais dos pórticos centrais, nas diagonais dos pórticos do modelo 1, bem como na cobertura.

Estima-se que a estrutura em estudo tem um custo total de 164.265,3 €. O custo por área de implantação é de 381,92 €/m² e o custo por área de utilização é de 174,99 €/m².

Sendo assim, pode concluir-se que os objetivos propostos inicialmente foram cumpridos com sucesso.

Referências bibliográficas

- [1] NP EN 1990 - Eurocódigo 0 - Bases para projeto de estruturas, 2010
- [2] NP EN 1991-1-1 - Eurocódigo 1 -Ações em estruturas, Parte 1-1- Ações gerais, 2009
- [3] NP EN 1991-1-1 - Eurocódigo 1 -Ações em estruturas, Parte 1-3- Ações da Neve, 2009
- [4] NP EN 1991-1-1 - Eurocódigo 1 -Ações em estruturas, Parte 1-4- Ações do Vento, 2010
- [5] NP EN 1993-1-1 - Eurocódigo 3 -Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1- Regras gerais e regras para edifícios
- [6] NP EN 1993-1-8 - Eurocódigo 3 -Projeto de estruturas de aço, Parte 1-8- Projeto de ligações
- [7] NP EN 1998-1 - Eurocódigo 8 -Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1 -Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios
- [8] R. A. D. Simões, Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas, 3ª. Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2014
- [9] Perfitec COPPOTEC LUSO - Ficha Técnica (http://perfitec.pt/wp-content/uploads/2017/07/COPPOTEC-LUSO_FT%C3%A9cnica.pdf, consultado em Abril 2019)
- [10] SJMetal - Distendido - Grelhas Piso Metálico (http://www.metaldistendido.com/fr/wp-content/uploads/2015/12/SJMetal-Distendido-Grelhas-piso-met%C3%A1lico_site.pdf, consultado em Maio 2019)
- [11] Chagas - Manual Técnico de Produtos Siderúrgicos
- [12] Arcelormittal Portugal Catálogo Lajes (https://ds.arcelormittal.com/repository/BSemedo/Catalogos/Arcelormittal_Portugal_Catalogo_Lajes%20Mistas.pdf, consultado em Maio 2019)
- [13] Stair Treads Catalogue EN FILS

Anexos

- [1] ARQ.01 - Projeto de arquitetura - Planta do piso 0
- [2] ARQ.02 - Projeto de arquitetura - Planta do piso 1
- [3] ARQ.03 - Projeto de arquitetura - Planta da cobertura
- [4] ARQ.04 - Projeto de arquitetura - Alçados
- [5] EST.01 - Projeto de estabilidade - Planta de fundações
- [6] EST.02 - Projeto de estabilidade - Planta do piso 1
- [7] EST.03 - Projeto de estabilidade - Planta do piso 2
- [8] EST.04 - Projeto de estabilidade - Planta da cobertura
- [9] EST.05 - Projeto de estabilidade - Pórticos
- [10] EST.06 - Projeto de estabilidade - Quadro de sapatas
- [11] EST.07 - Projeto de estabilidade - Quadro de sapatas
- [12] EST.08 - Projeto de estabilidade - Lintéis de fundação
- [13] EST.09 - Projeto de estabilidade - Lintéis de fundação
- [14] EST.10 - Projeto de estabilidade - Lintéis de fundação
- [15] EST.11 - Projeto de estabilidade - Ligações
- [16] EST.12 - Projeto de estabilidade - Pormenores construtivos